



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

*Investigation et analyse géotechnique de la  
stabilité d'un talus*

*Cas d'étude : Ferdoua a la wilaya de Mila*

Présenté et soutenu par :

BOUDRAA Seif Eddine

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	HAMDANE Ali	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	DJELLALI Adel	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement  
Supérieur Et de la recherche  
Scientifique Université Larbi  
Tebessi Tébessa

Institut des mines

Département des mines et de  
géotechnologie



وزارة التعليم العالي والبحث

العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

معهد المناجم

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Année universitaire : 2019 /2020

Tébessa Le : .....

## Lettre de soutenabilité

**Nom et prénom des étudiants : BOUDRAA Seif Eddine**

**Niveau : 2<sup>ème</sup> année master**

**Option : géotechnique**

**Thème : *Investigation et analyse géotechnique de la stabilité  
d'un talus***

**Nom et prénom du l'encadreur : HAMDANE Ali**

Les Chapitres	Signature de l'encadreur
<i>CHAPITRE 01</i>	
<i>CHAPITRE 02</i>	
<i>CHAPITRE 03</i>	
<i>CHAPITRE 04</i>	
<i>CHAPITRE 05</i>	
<i>CHAPITRE 06</i>	

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail  
A mes très chers parents qui m'ont guidé  
durant les moments les plus pénibles de ce long  
chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma  
soutenu Durant toute ma vie, et mon père qui a  
sacrifié toute sa vie afin de me Voir devenir ce  
que je suis, merci mes parents.*

*A mes chers frères et mes  
sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A tous mes amis sans  
exception.*

*En fin : A ceux que m'aime  
et ce que j'aime.*

*BOUDRAA Seif Eddine*

## Remerciements

*Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le Tout puissant, qui nous a donné la force, la patience, le courage et La volonté d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur*

*M. Hamdane Ali pour son sérieux, sa compétence Et Ses orientations. Et pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et Guidé ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.*

*Nous tenons à remercier vivement l'ensemble des enseignants et*

*Le personnel administratif d'Institut de la mine.*

*Nos remerciements vont aussi à tous les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

**Résumé** Les catastrophes naturelles sont de plus en plus fréquentes et sont à l'origine de conséquences socio-économiques souvent graves et coûteuses. La prévision de ces risques, notamment en ce qui concerne les glissements de terrains, est dès lors indispensable. L'expérience des glissements antérieurs nous enseigne que de lourdes pertes matérielles et en vies humaines auraient pu être évitées, si des investigations adéquates géologiques et géotechniques, sont effectuées préalables.

Ce travail s'intéresse à l'analyse de stabilité d'un talus surmonté par les 140 logements LPL réalisés en R+4 , Cette étude rentre dans le cadre du POS N°02 de Ferdoua

Les résultats issus de ce travail montrent des coefficients de sécurité inférieure à 1.5 avant confortement et avec la présence d'eau ce qui n'est pas acceptable, mais après le confortement ce coefficient s'améliore d'une manière considérable.

**Abstract:** Natural disasters are becoming more frequent and are often the cause of serious and costly socio-economic consequences. Predicting these risks, particularly with regard to landslides, is therefore essential. Experience of previous landslides teaches us that heavy material losses and human lives could be avoided if adequate geological and geotechnical investigations are carried out in prior

This work focuses on the analysis of the stability of an embankment surmounted by the 140 LPL housing realized in R+4 , this study falls within the scope of POS N°02 of ferdoua . The results from this work show safety factors of less than 1.5 before comfort and with the presence of water which is not acceptable, but after the comfort, this coefficient improves in a considerable way.

#### ملخص

الكوارث الطبيعية أصبحت أكثر تواترا وغالبا ما تكون سببا في عواقب اجتماعية واقتصادية خطيرة ومكلفة. توقع هذه المخاطر، لا سيما فيما يتعلق بالانهيارات الأرضية تجربة الانهيارات الأرضية السابقة يعلمنا أن الخسائر المادية الفادحة و الأرواح البشرية كان يمكن تفاديها إذا تم إجراء تحقيقات جيولوجية وجيوتقنية كافية من قبل.

يركز هذا العمل على تحليل الاستقرار لمنحدر فوقه 140 مسكن من نوع ذات أربع طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي هذه الدراسة اجرية فالموقع الثاني من فرضوة.

تظهر نتائج هذا العمل عوامل أمان تقل عن 1.5 قبل وضع الدعامات وبوجود ماء مع أن هذه النتائج غير مقبولة، ولكن بعد وضع الدعامات، يتحسن هذا المعامل بشكل كبير.

### **Liste des symboles**

$C$  = La cohésion du sol

$C'$  = La cohésion effective du sol

$E$  = Module de Young

$E1$  et  $E2$  = Les forces normales inter tranches horizontales.

$E$  et  $T$  = Les forces inter-tranche

$T_f$  = Contraintes de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement

$F_s$  = Coefficient de sécurité

$F(x)$  = Une fonction de variation par rapport à la distance de long de surface du glissement

$h$  = La hauteur de la tranche

$H_c$  = La hauteur critique

$L$  et  $b$  = Largeur de la tranche

$N$  = Effort normal a la base de la tranche

$N_s$  = Le nombre du coefficient du sécurité

$N$  et  $T$  = Réaction normale et tangentielle a la base du bloc

$R$  = Rayon du cercle

$S$  = Force de cisaillement a la base de l'élément

$T1$  et  $T2$  = Les forces de cisaillement inter tranches verticales.

$U$  = La résultante des pression interstitielles éventuelles

$U_L$  = L'effort a la pression d'eau latérale

$V$  et  $H$  = Les efforts sur les côtés du bloc

$W$  = Le poids de terre

$X$  = La distance varie le long de la surface du glissement

$\Sigma$  = La somme

$\tau$  = Contrainte de cisaillement mobilisée

$\mu$  = La pression interstitielle

$\tau_{max}$  = Résistance au cisaillement

$\varphi$  = Angle de frottement interne du sol

$\varphi'$  = Angle de frottement interne effectif du sol

$\beta$  = Angle du talus

$\gamma$  = Poids volumique du sol

$\gamma_w$  = Poids volumique de l'eau

$\gamma_h$  = Poids volumique humide du sol

$\sigma$  = Contrainte

$\sigma'$  = Contrainte effective

$\alpha$  = Inclinaison de la surface de rupture

$\vartheta$  = Angle de forttement de la tranche

$\vartheta_i$  = Angle former par la résultante et horizontal

$\lambda$  = Un scalaire constante

$\tau_f$  = Contrainte de cisaillement de rupture.

$\tau_m$  = Contrainte de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement



## *Liste des figures*

Figure. I.1 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	5
Figure. I.2 : Phénomène de tassement: (Tassement à Mexico).....	5
Figure. I.3 : Phénomène de solifluxion.....	6
Figure. I.4 : Phénomène de fluage .....	6
Figure. I.5 : Phénomène de Retrait – Gonflement .....	7
Figure. I.6 : Phénomène de Fauchage.....	7
Figure. I.7 : Eboulement d'un Massif Rocheux .....	8
Figure. I.8 : L'écroulement .....	8
Figure. I.9 : Phénomène de coulée boue .....	9
Figure I.10 : Effondrements des cavités souterraines .....	10
Figure. I.11 : Un Glissement.....	11
Figure. I.12 : Glissement plan.....	11
Figure. I.13 : Glissement rotationnel.....	12
Figure. I.14 : Glissement quelconque.....	12
Figure. I.15 : Pénétrömètre dynamique.....	17
Figure. I.16 : Pénétrömètre statique .....	18
Figure. I.17 : Essai pressiométrique.....	19
Figure. I.18 : Analyse Granulométrie et Sedimentométrie .....	20
Figure. I.19 : Cisaillement à la boîte .....	22
Figure. I.20 : L'essai Triaxial .....	22

Figure. I.21 : Coupe schématisée D'un appareil oedometrique .....	23
Figure 1.22 : fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.....	24
Figure1.23 : Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation.....	24
Figure 1.24 : Vue partielle d'un alignement de constructions ayant subi des basculements À Boudraa Salah.....	25
Figure I.25:Le glissement de la Clapiere dans les Alpes Maritimes en France.....	26
Figure I .26: Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz.....	26
Figure. II.1: Facteurs influençant la stabilité des talus .....	30
Figure. II.2. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche..	34
Figure .II.3. Les inconnues d'une méthode des tranches.....	35
Figure. II.4 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode BISHOP .....	36
Figure. II.5: forces appliquées sur une Tranche pour la méthode de SPENCER .....	37
Figure III.1 : Représentation de la butée de pied .....	44
Figure III.2 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces De rupture à Prendre en compte .....	44
Figure III.3 : Allègement en tête .....	45
Figure III.4 : Représentation de Reprofilage.....	45
Figure III.5 : Adoucissement de la pente .....	46
Figure III.6 : Exemple de purge .....	46
Figure III.7 : Substitution partielle .....	47
Figure III.8 : Structure du géo composite Stabiliser alvéolaire.....	48
Figure III.9 : éperon drainant et masque drainant .....	48

Figure III.10 : coupe type d'une tranchée drainante. ....	49
Figure III.11 : drains subhorizontaux .....	50
Figure III.12 : Le reboisement .....	51
Figure III.13 : mur de soutènement .....	52
Figure III.14 : Les ouvrages de soutènement rigides .....	52
Figure III.15 : Ouvrages de soutènements souples .....	53
Figure III.16 : Clouage d'un glissement .....	54
Figure III.17 : Clouage par des pieux .....	55
Figure IV .1 :Localisation approximative du site 140 logements POS N°02 Ferdoua, w.de Mila sur une Photos (Google Earth) .....	58
Figure IV.2 :Carte géologique de Sidi DRISS a 1/50 000 feuille N°51.....	59
Figure IV .3 :Le site sur images Google earth 2018 .....	60
Figure IV.4:Le site sur images Google earth 2004 .....	60
Figure IV.5.6.7 : Source2 et source 3 .....	61
Figure IV.8.9 : Image satellite - Google earth 2004- .....	62
Figure IV.10:Localisation et vue de près de la Source –SO1- .....	62
Figure IV.11 : Localisation approximative des différentes sources sur images Google earth 2018 .....	63
Figure IV.12 : Localisation et vue de près de la Source -SO4-.....	63
Figure IV.13.14: Source 5 et Zone gorgée d'eau .....	64
Figure IV.15.16.17 : DETAIL –B- .....	65
Figure IV.18 : Situation de la zone d'étude dans la carte sismique de l'Algérie.....	66

Figure IV.19 : Aperçu global de la zone en mouvement .....	68
Figure IV.20 - Aperçu global sur la Zone -3- .....	69
Figure IV .21:Vue de près Zone -3- .....	70
Figure IV :22.23 :Aperçu sur les zones de stagnation des eaux Zone-3-.....	70
Figure IV.24 : Aperçu sur le réseau d'assainissement existant au niveau de la plate terrassée .....	71
Figure IV.25 : Aperçu sur un vide sanitaire bloc B7 .....	71
Figure IV.26:Plan d'implantation de l'investigation géotechnique In situ .....	73
Figure IV.27 : Identification des profils géologiques .....	75
Figure IV.28:Profil-C- .....	76
Figure IV.29 Plan d'implantation des sondages carottés équipés par des inclinomètres avec les orientations correspondantes des directions de mesures .....	76
Figure V.1 : cercle du pied .....	90
Figure V.2 : cercle du flanc de talus .....	91
Figure V.3: cercle à mi- pente .....	91
Figure V.4:l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus.....	92
Figure V.5: cercle du pied pour le talus doux .....	93
Figure V.6 :l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied .....	93
Figure V.7 : discrétisation par tranche de la pente.....	94
Figure VI.1: Organigramme du code plaxis.....	102
Figure VI.2: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb.....	103
Figure VI.3: La géométrie de modèle. ....	104

Figure VI.4: le maillage du modèle.....	106
Figure VI.5: niveau de la nappe pour un sol sec .....	106
Figure VI.6: la distribution des contraintes totales.....	107
Figure VI.7: les procédures de calcul.....	108
Figure VI.8: Les déformations de cisaillement.....	109
Figure VI.9 : la valeur du coefficient de sécurité.....	109
Figure VI.10 : Les mailles déformées.....	110
Figure VI.11 : Les déformations de cisaillement .....	110
Figure VI.12: La valeur de FS. ....	111
Figure VI.13 : La géométrie de modèle .....	112
Figure VI.14 : Les mailles déformées.....	113
Figure VI.15:les déplacements horizontaux.....	113
Figure VI.15: Les coefficients de sécurités.....	114

## *Liste des tableaux*

Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	13
Tableau I.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme .....	13
Tableau I.3 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme .....	20
Tableau II-1 : les coefficients de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	33
Tableau IV.1 : Zones de sismicité en Algérie.....	67
Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone A.....	67
Tableau IV.3 : récapitulatif Type d'investigation.....	72
Tableau IV.4 : Description lithologique des sondages carottés.....	74
Tableau IV.5: résultantes (E) ,(PL*), (PF), E/PL. ....	78
Tableau IV .6 : Récapitulatif Mesures piézométriques .....	80
Tableau IV .7 .8 : Les résultats des l'investigation et interprétation .....	81
Tableau IV.9: Les résultats d'Identification .....	82
Tableau IV 10: Les résultats d'Analyses chimiques sommaires .....	83
Tableau IV. 11: Les résultats d'Analyses chimiques des eaux .....	84
Tableau IV. 12: Les résultats d'Essais de cisaillement au triaxial type UU .....	84
Tableau IV. 13: caractéristique de la formation Argile grise .....	85
Tableau IV. 14: Les résultats d'Essais de résistance au cisaillement type CD .....	85
Tableau IV. 15: Les résultats d'Essais de compressibilité à l'oedomètre .....	85

Tableau IV. 16:Les résultats d'Essais de gonflement libre à l'oedomètre .....	86
Tableau V.1:les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	94
Tableau V.2:les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	95
Tableau V.3: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	95
Tableau V.4: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	96
Tableau V.5: les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	96
Tableau V.6: les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	97
Tableau V.7.: les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	97
Tableau V.8: les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	98
Tableau V.9: les résultats de calcul par la méthode de Bishop et Fellenius.....	98
Tableaux (VI.1) : Les caractéristiques des sols.....	105
Tableau VI.2 : Les résultats de la modélisation de différent cas.....	111
Tableau VI.3: Les Propriétés des pieux .....	112

## *Sommaire*

*Dédicaces*

*Remerciements*

*Résumés* ..... **IV**

*Liste des matières*..... **V**

*Liste des figures*..... **VII**

*Liste des tableaux* ..... **XII**

INTRODUCTION GENERALE .....2

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.1. Introduction.....4

I.2. Définition de mouvement terrain.....4

I.2.1.Les mouvements lents.....4

A. Les affaissements .....4

B. Les tassements.....5

C. Solifluxion.....6

D. Les fluages.....6

E. Le Retrait-gonflement des sols argileux.....7

F.Le fauchage .....7

I.2.2.Les Mouvements rapides .....8

A.L'éboulement..... 8

B .Les écroulements.....8

C .Les Coulées de boues.....9

D .Les effondrements .....9

I.3.Définition de glissement de terrain.....10

I.4.Les types de glissement.....11

I.4.1.Glisement plan(Transrationnel).....11

I.4.2.Glisement circulaire(Rotationnel).....12

I.4.3. Glissement quelconque(Aléatoire).....12

I.5. Classification des glissements.....13

I.6. Les Causes de glissement .....13

I.6.1.Géologiques.....13



I.6.2.Hydrogéologiques .....	14
I.6.3.Géotechniques .....	14
I.6.4.Géographiques et climatiques.....	14
I.6.5.Géométrie.....	14
I.6.6.Activités humaines.....	14
I.7.Les étapes de l'activité des glissements de terrain .....	15
I.8.Reconnaissance du Sol.....	15
I.8.1.Reconnaissance géologique.....	15
I.8.2Reconnaissance géophysique .....	15
I.8.3.Reconnaissance géotechnique.....	16
A. Essais "In Situ" .....	17
a)L'essai de pénétration dynamiqueNFP94-114 .....	17
b) Essai de pénétration statiqueNFP94-113 .....	17
c)Essai pressiométrique.....	18
B. Essais de laboratoire.....	19
a)Teneur en eau naturelle.....	19
b) Analyse granulométrique.....	20
c)Les limites d'atterberg .....	20
d) Les essais de cisaillement .....	21
e)EssaioedométriqueNFP94-090-1.....	22
I.9.Exemples de mouvement de terrain .....	23
I.9.1. Mouvement de terrain survenu en Algérie .....	23
a. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila.....	23
b. le glissement de tizi BEJAIA .....	24
c. Exemple du glissement a BOUDRAA Salah .....	24

I.9.2. Glissements de terrain survenus dans le monde .....	25
a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France .....	25
b) Glissement Au sud du Mexique .....	26
I.10.Conclusion.....	26
CHAPITRE II : méthode de calcul de la stabilité des talus	
II.1.Introduction .....	28
II .2. Eléments de base du calcul.....	28
II.3 Principaux facteurs influençant la stabilité des talus .....	28
a. La hauteur du gradin .....	28
b.la nature des terrains.....	29
c. l'eau souterraine .....	29
d.les phase et les méthodes d'exploitation .....	29
e.la géométrie .....	29
II.4 Calcul de stabilité.....	30
II.5 Coefficient de sécurité .....	31
II.5.1Définition .....	31
II.5.2 Choix la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	32
II.5.3 choix du type de méthode de calcul .....	33
II.6 Méthodes de calcul de stabilité des talus (méthode d'équilibre).....	34
II.6.1 Méthode des tranches.....	34
II.6.2 Méthode de FELLENIUS.....	34
II.6.3. La méthode simplifiée de BISHOP.....	36
II.6.4La méthode de SPENCER .....	37
II.6.5 Méthode de JANBU SIMPLIFIEE .....	38

II.6.6 Méthode de Morgenstern et Price (1965) .....	38
II.7 Comparaison des méthodes .....	39
II.8.La méthode des éléments finis .....	39
II.9.Les méthodes perturbation (probabilistes).....	40
II.10.Conclusion .....	40

### CHAPITRE III: Les méthodes de confortement

III.1 Introduction .....	43
III.2 terrassement .....	43
III.2.1 Butée de pied simple .....	43
III.2.2 Butée de pied renforcée au géotextile .....	44
III.2.3 Allègement en tête .....	45
III.2.4 Reprofilage .....	45
III.2.5 Purge .....	46
III.2.6 Substitution totale ou partielle.....	46
III.3 Drainage.....	47
III.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface .....	47
III.3.2 Masques et éperons drainants .....	48
III.3.3 Tranchées drainantes .....	49
III.3.4 Drains subhorizontaux .....	49
III.3.5 Drains verticaux.....	50
III.4 Le reboisement .....	50
III.5 Elément résistants .....	51
III.5.1 Murs de soutènement .....	51
III.5.1.1 Ouvrages de soutènement rigide.....	52

III.5.1.2 Ouvrages de soutènements souples .....	53
III.5.2 Clouage .....	54
III.6 pieux.....	54
III.7.Conclusion .....	55

#### CHAPITRE IV :Présentation Du Site D'étude

IV.1.introduction .....	57
IV.2. Situation du projet.....	57
IV.3.Contexte géologique et hydrologique.....	58
IV.3.1 Géologie régionale.....	58
IV.3.2 Hydrologie régionale.....	59
IV.3.3Hydrologie locale. ....	61
IV 4..La Sismicité de la région .....	66
IV.5. Reconnaissance visuelle du site .....	67
IV.6.Organisation de la reconnaissance géotechnique .....	71
IV.6.1.In situ .....	71
IV.6.2.En laboratoire.....	73
IV.7.Résultats de la reconnaissance géotechnique .....	74
IV.7.1.In situ .....	74
a/ Sondages carottés. ....	74
a.1/ Description lithologique des sondages carottés .....	74
a.2/ Profils géologiques.....	75
a.3/ Mesures inclinométriques .....	76
b/ Sondages pressiométriques.....	77
c/ Mesures piézométriques .....	79
d/ Prospection géophysique par sondages électriques verticaux. ....	80
d.1/ Principe de la méthode.....	80
d.2/ Résultat de l'investigation et interprétation .....	81

IV.7.2.En laboratoire. ....	81
a/ Essais physiques .....	82
a-1/ Identification .....	82
a-2/ Analyses chimiques sommaires .....	83
a-3/ Analyses chimiques des eaux .....	84
b/ Essais mécaniques :.....	84
b-1/Essais de cisaillement au triaxial type UU.....	84
b-2/Essais de résistance au cisaillement type CD.....	85
b-3/Essais de compressibilité à l'oedomètre.....	85
b-4/ Essais de gonflement libre.....	86
IV.8. Causes probables et recommandations.....	86
IV.9.Conclusion .....	88

#### CHAPITRE V:calcul analytique de la stabilité des pent

V.1 Introduction .....	90
V-2 Types de rupture (nature de Glissement) .....	90
V-2.1 Détermination du type de glissement et le cercle critique.....	92
V-2.2. Guide pour la localisation du cercle critique .....	92
V-2.3.Application pour le cas d'étude.....	92
V.3.Calcul parla méthode de Fellenius .....	93
A- A court terme( $\phi = 10^\circ$ ) .....	93
B- Calcul à long terme .....	95
V.4.Calcul par la méthode de Bishop .....	96
A- A court terme .....	96
B- A a long terme .....	97
V.5.Conclusion .....	99

## CHAPITRE VI : modélisation numérique du glissement de terrain

VI.1. Introduction.....	101
VI.2. programme PLAXIS .....	101
VI.3. Les modèle incorporé dans le plaxis .....	102
VI.3.1. Modèle élastique linéaire .....	102
VI.3.2 .Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM) .....	102
VI.3.3. Modèle de durcissement par écouissage isotropique ‘Hardening -Soil model.	103
VI.4. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS .....	104
VI.4.1. Définition des données .....	104
VI.4 .2 La géométrie de modèle .....	104
VI.4 .3 . Les conditions aux limites .....	105
VI.4.4. Caractéristiques des matériaux.....	105
VI.4 .5. la Génération du maillage .....	105
VI.4.6. Conditions initiales.....	106
a Conditions hydrauliques.....	106
b Contraintes initiales.....	107
VI .4.7 Procédure de calcul.....	107
VI.4.8 .Les résultats de la modélisation .....	108
a .Dans le cas d’un sol sec .....	109
b .Dans le cas de sol saturé.....	109
VI.5. Mise en place d’un système de conformément .....	111
A- Les résultats de la déformer des éléments.....	112
B- Les résultats des déplacements horizontaux .....	113
VI.6. Conclusion .....	114
CONCLISION GENERALE .....	116

*Introduction  
Générale*

## **Introduction générale**

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et en général argileux. Ils évoluent en général lentement. Ces phénomènes présentent une grande importance pratique par les risques qu'ils font courir aux habitations ou aux ouvrages et l'ampleur de ces risques. Ils peuvent affecter des versants naturels des vallées, des bords de mer, des talus en déblais, des talus en remblai, et aussi dans les carrières des mines.

Au but d'améliorer des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Ce travail consiste à une étude et analyse géotechnique de la stabilité d'un talus surmonté par les 140 logements LPL réalisés en R+4, Cette étude rentre dans le cadre du POS N°02 de Ferdoua

A partir de ce problème posé nous avons partagé notre travail en chapitres :

**Chapitre 1** : Généralités sur les mouvements de terrain : définitions ; classification de mouvement ; le processus du glissement de terrain (caractéristique, classification, principales causes des glissements).

**Chapitre 2** : Les méthodes de calcul de la stabilité des talus : calcul de stabilité (élément de base du calcul, notion de facteur de sécurité) ; méthodes à l'équilibre limite, méthodes des éléments finis.

**Chapitre 3** : L'étude de confortement : définir les différentes méthodes pour améliorer la stabilité du talus.

**Chapitre 4** : Présentations du site d'étude : l'étude géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

**Chapitre 5** ; une application numérique en utilisant les deux fameuses méthodes classiques de Bishop et Fellenius.

**Chapitre 6**: Calcul de la stabilité des talus par modélisation : présentation des outils numériques utilisés par le code de calcul par éléments finis PLAXIS, (calcul du coefficient de sécurité dans les différents cas avec et sans les renforcements).

Enfin, une conclusion générale.



*Chapitre I :*  
*Généralités sur les*  
*mouvements de*  
*terrain*

## **I.1. Introduction**

Les glissements de terrain se produisent dans toutes les régions du monde. Ils consistent en une descente en masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant.

Généralement causés par des fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques ou des diverses activités anthropiques, les glissements de terrain se produisent sans avertissement. Ils modifient le paysage et peuvent détruire des édifices et des résidences, des routes et des chemins de fer.

## **I.2. Définition de mouvement terrain**

Les différentes propositions pour définir ces phénomènes étant un ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet naturelles (fontes de neiges, pluviométrie, érosions, séismes, etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère, etc.).

Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures.[1]

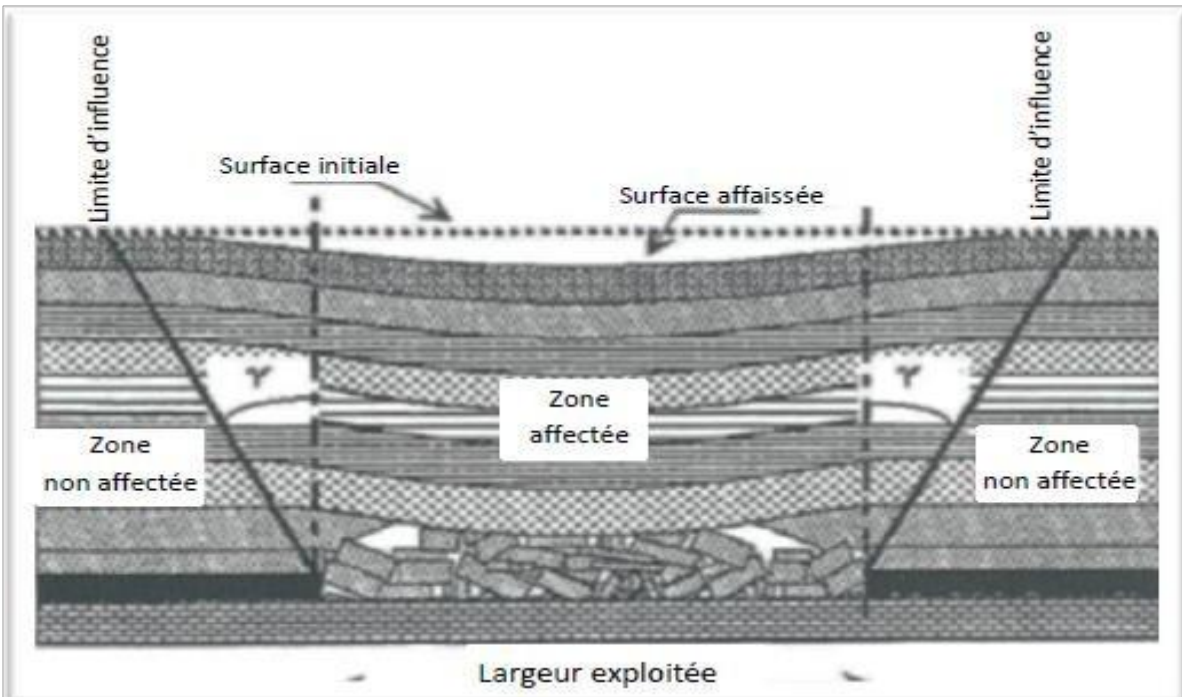
On distingue deux types de mouvements de terrain, selon la vitesse de mouvement :

### **I.2.1. Les mouvements Lents**

Entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. [2]

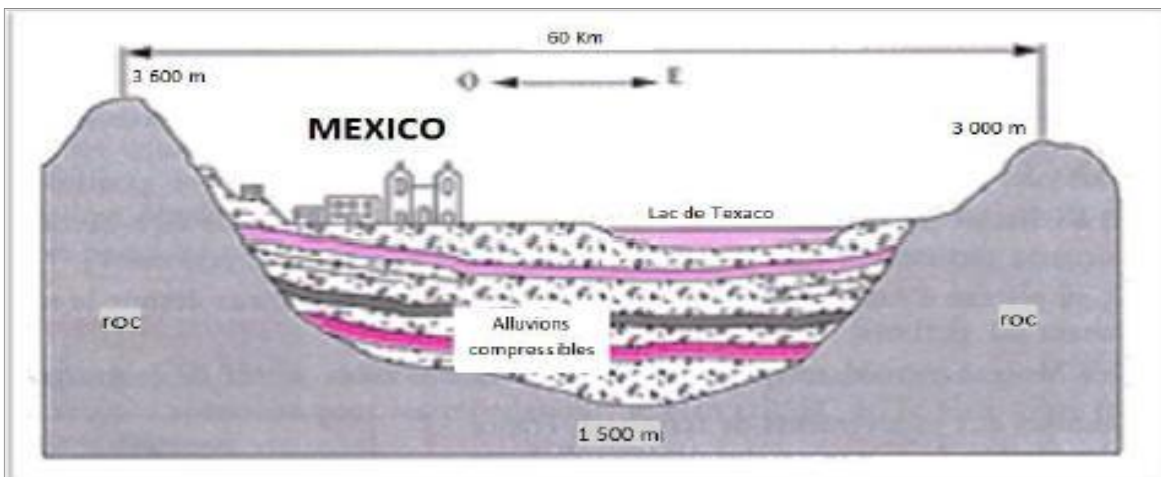
#### **A. Les affaissements**

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif du sol, sans ruptures apparentes de ce dernier. [3] .



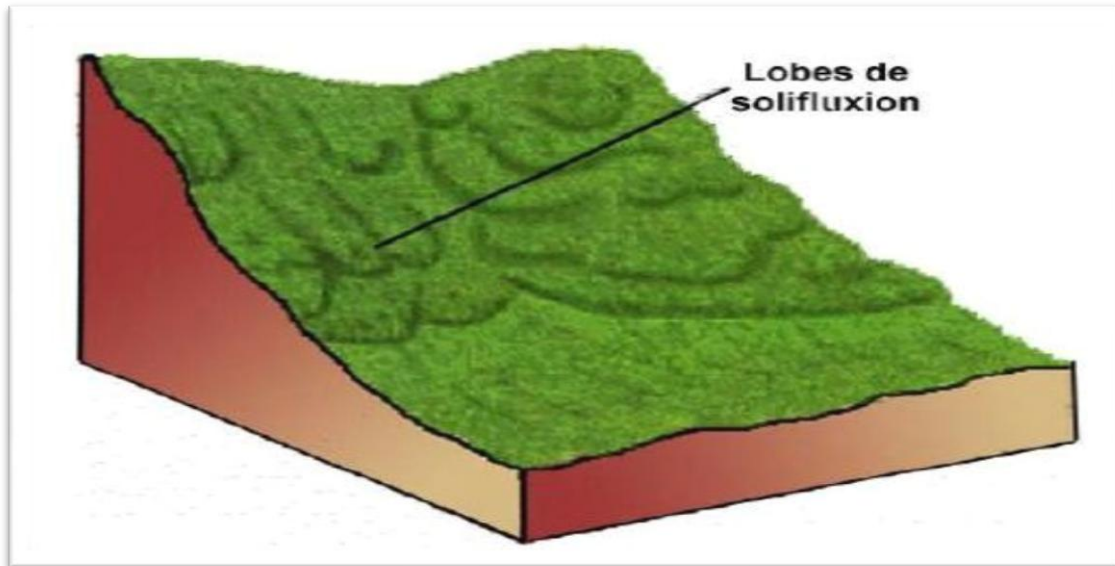
**Figure I.1 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre [3].**

**B. Les tassements** : il s'agit principalement de diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles, etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières [4]. (FigureI.2).



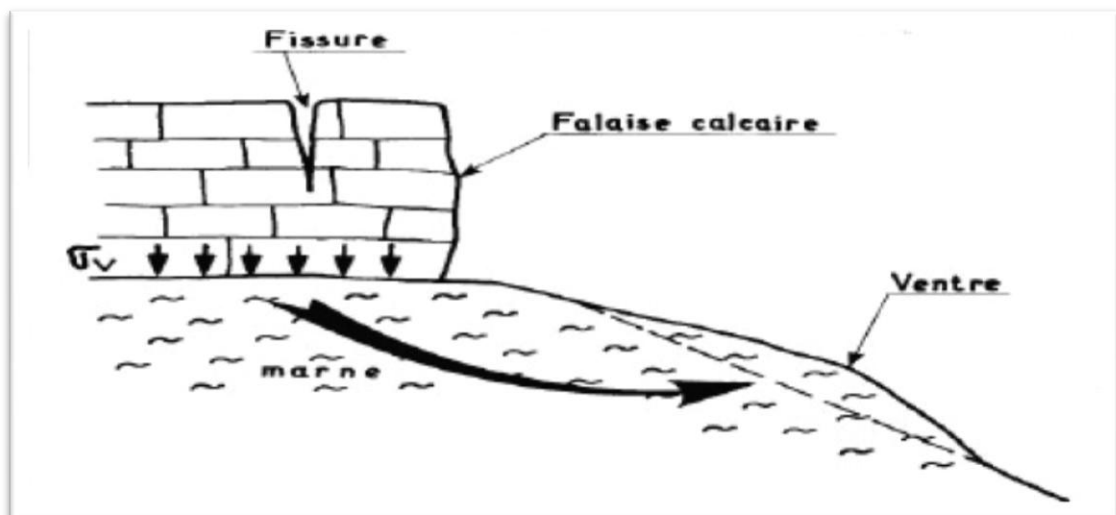
**Figure I.2 : Phénomène de tassement : (Tassement à Mexico) [4].**

**C. Solifluxion** : la solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau [5]. (Figure I.3).



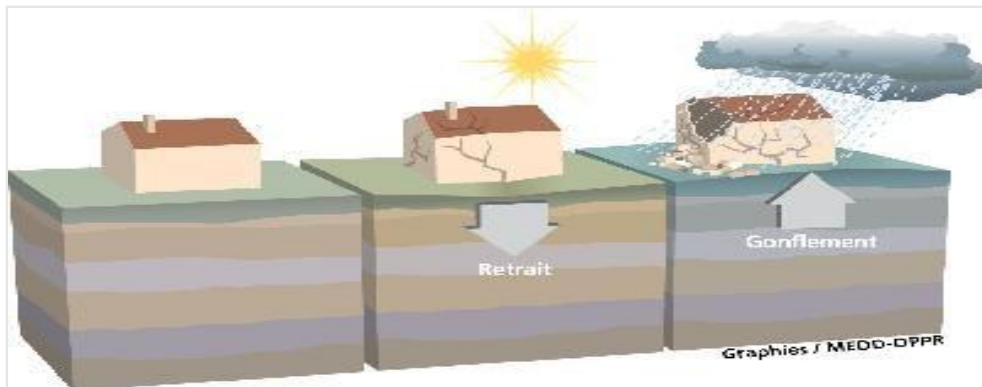
**Figure I.3 : Phénomène de solifluxion [5].**

**D. Les fluages** : les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignent le domaine plastique donc proches de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture (Figure I.4).



**Figure I.4 : Phénomène de fluage[5].**

**E. Le Retrait-gonflement des sols argileux** : le phénomène de retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau contenue dans ces sols. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol argileux en surface : il y a un retrait. A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement [2]. (FigureI.5).



**Figure I. 5 : Phénomène de retrait – gonflement [2].**

**F. Le fauchage** : il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variables. Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière [6].



**Figure I.6 : Phénomène de fauchage [6].**

## I.2.2 Les Mouvements rapides

Se propagent de manière brutale et soudaine : il s'agit de chutes de pierres et de blocs, les effondrements, les éboulements et les coulées boueuses [2].

**A. L'éboulement** : Est un phénomène qui affecte les roches. Il se traduit par le détachement d'une portion de roches de volume quelconque depuis la masse rocheuse. La cinématique est très rapide. On différencie les éboulements d'après la taille des blocs détachés [7]. (Figure I.7).

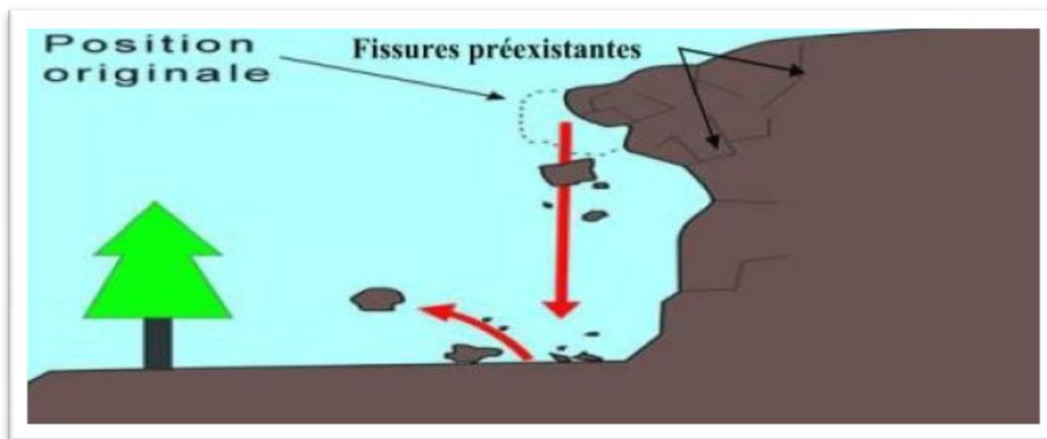


Figure I.7 : éboulement d'un massif rocheux [7].

**B. Les écroulements** : ce sont des chutes soudaines de masse rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres un détachement de quelques unités de volume inférieur à  $1 \text{ dm}^3$ , ou chute de blocs pour un volume supérieure. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant [8] (Figure I.8).

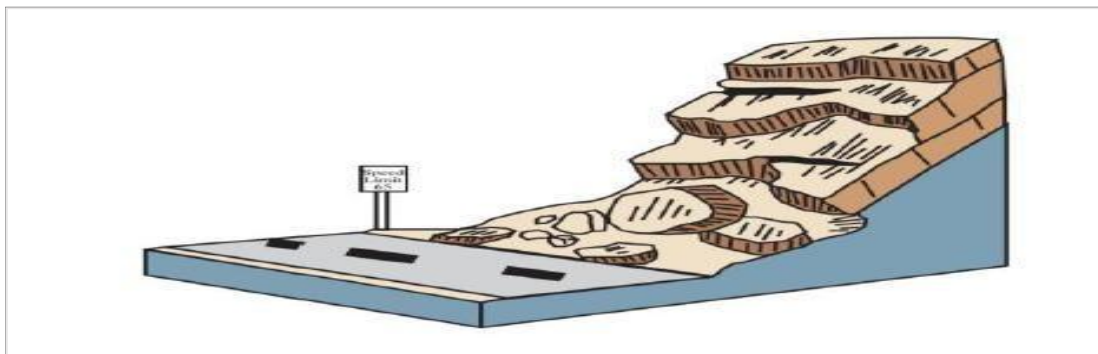
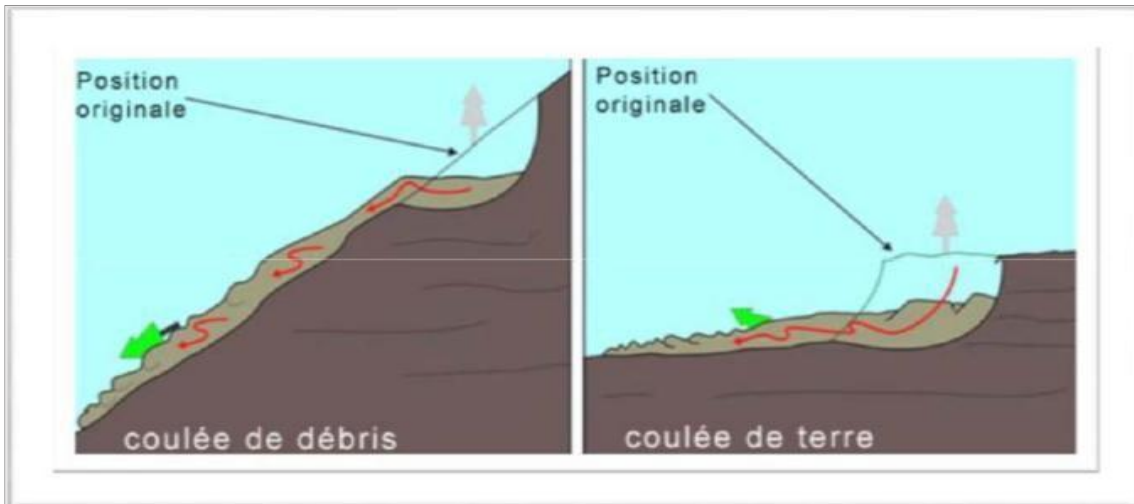


Figure I.8 : l'écroulement [8].

**C. Les Coulées de boues** : il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement.

Leurs matériaux sont généralement des matériaux meubles (argiles, limons à blocs, terrain d'altération) (Figure I.9).

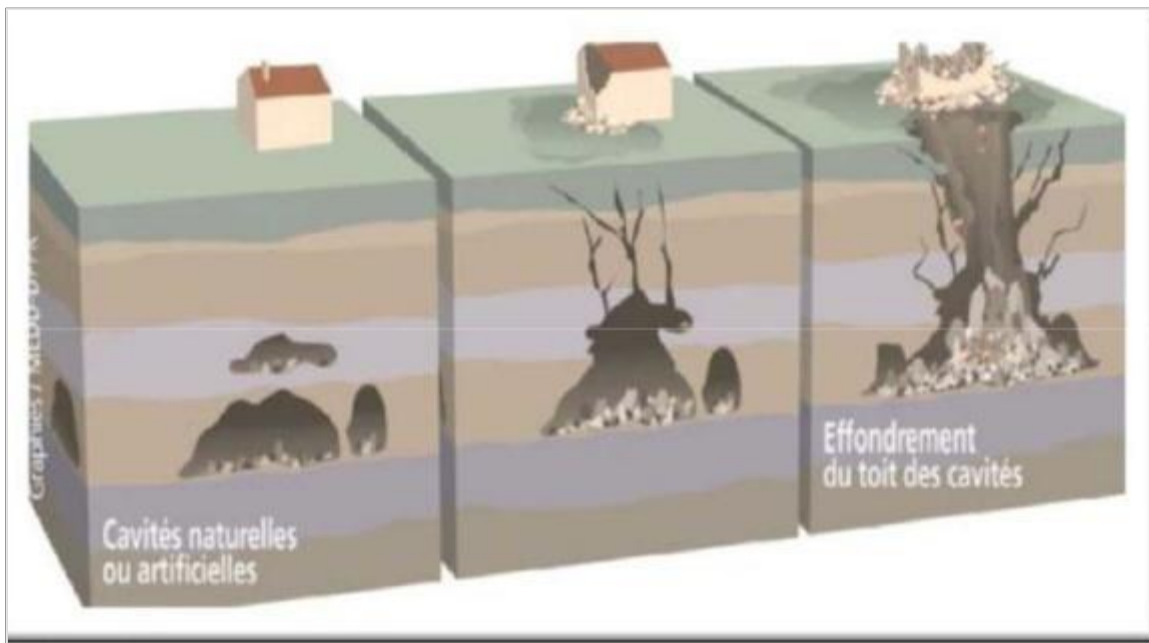


**Figure I.9 : Phénomène de la coulée de boue[8].**

**D. Les effondrements** : Se manifestent par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles, avec ouverture d'excavations grossièrement cylindriques. La rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, puis détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans ce cas concerné des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fonds plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres. Parmi les facteurs naturels qui conditionnent les effondrements dans les calcaires notamment, figure en premier lieu la résistance de la roche à la rupture. Cette résistance dépend essentiellement de la teneur en argiles et de l'ampleur de la zone décomprimée autour des galeries ; elle dépend aussi de l'hétérogénéité du sol, notamment l'intercalation de strates plus argileuses ou gréseuses qui favorisent la rupture des voutes, de la densité des

diaclasses, de la présence de failles, de joints des tartes, du pendage des couches, ainsi que de la taille des vides.

Le déclenchement du phénomène se fait par l'intervention des facteurs climatiques et hydrogéologiques. L'augmentation des pressions dans les drains et un accroissement de la plasticité des argiles, lors de fortes pluies, en saison humide ou en cas de circulation d'eau souterraine. S'accompagnent de dissolutions, d'altérations, d'érosion, d'expulsions de bouchons de sédiments, de rupture de voutes, etc. [9] (Figure I.10).



**Figure I.10 : Effondrements des cavités souterraines [9].**

### **I.3 Définition de glissement de terrain**

Un glissement de terrain correspond à un déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques ou d'une modification des conditions aux limites. [10]

Les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : les glissements de terrain existants, anciens ou récents, à la base ou au sommet de pentes, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou sommet d'un ancien talus de remblai, à la base ou au sommet d'une pente supportant une forte inclinaison [11] (Figure I.11).



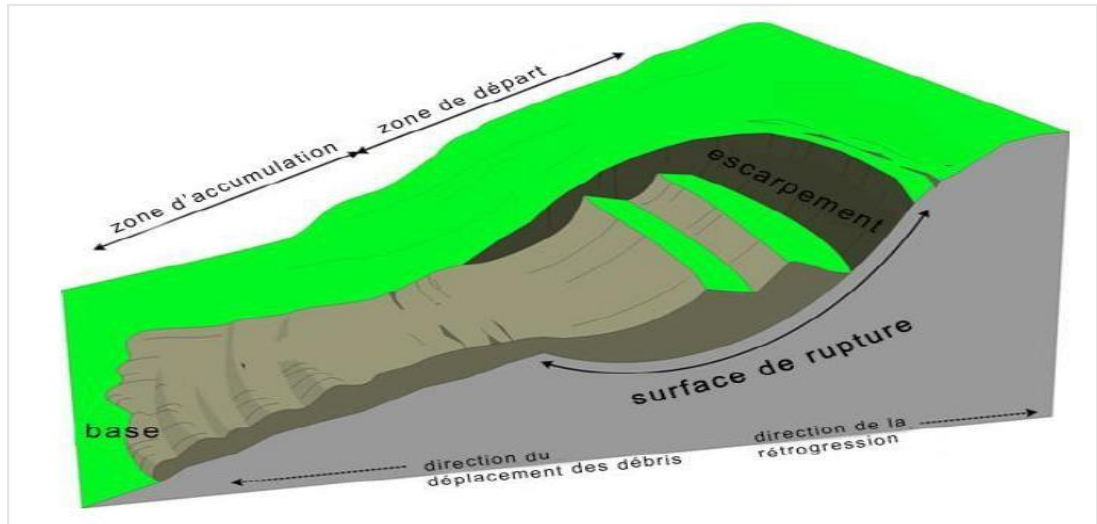


Figure I.11 : Un glissement [11].

#### I.4. Les types de glissement

la détermination du type de glissement de terrain selon les informations disponibles tel que la géométrie, les caractéristiques mécaniques et élastiques, et surtout la présence des eaux souterrains et des nappes phréatiques, permet de proposer des analyses et méthodes de calculs pour les différents modes de rupture. [12]

La surface de cisaillement devient alors une surface de séparation entre matériau en place et matériau en mouvement. [13]

Selon la surface de rupture, on distingue :

**I.4.1 Glissement plan (Transrationalnel) :** mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement plane [12] (Figure I.12).

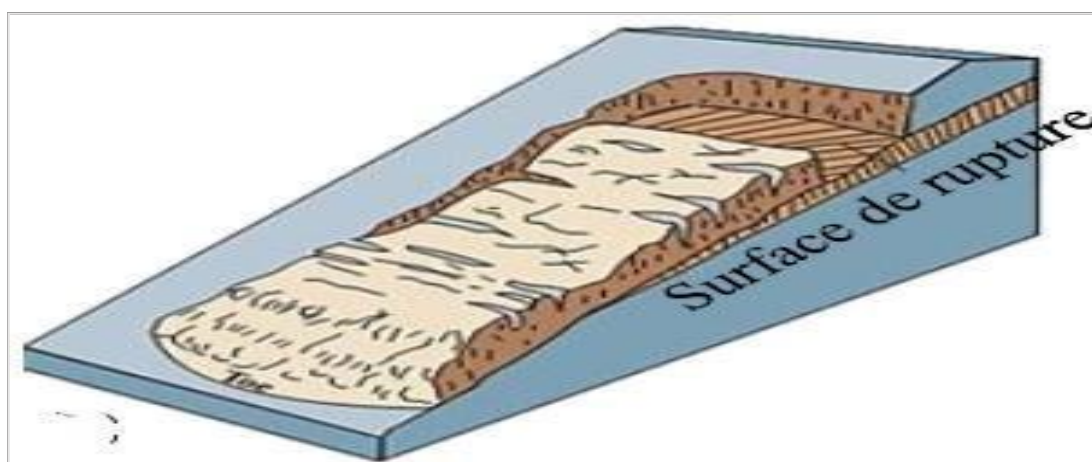
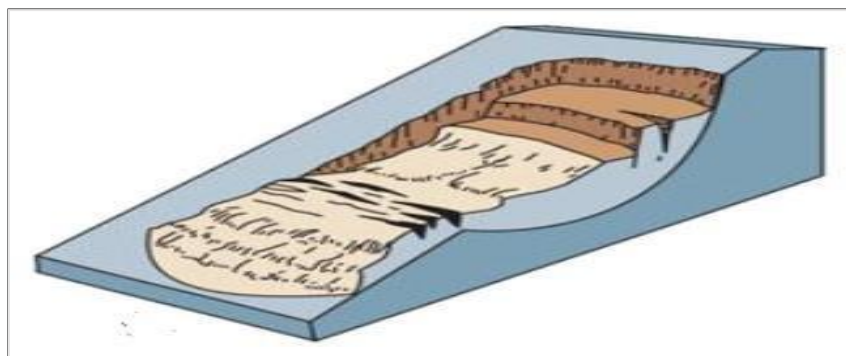


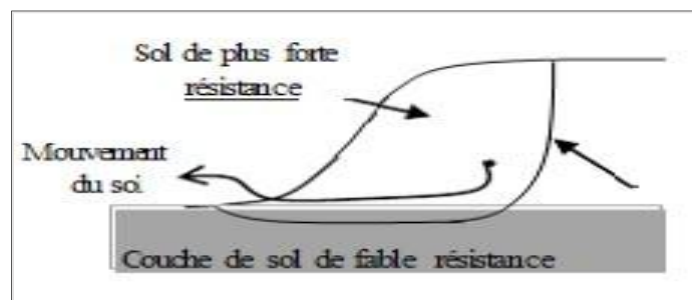
Figure I.12 : Glissement plan [12].

**I.4.2 Glissement circulaire (Rotationnel) :** ce type de glissement est le plus courant, la surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut avec une éventuelle présence de fissures concentriques en plan, et concaves suivant la direction du glissement (forme d'une cuillère). La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées ; l'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides. En amont de la niche d'arrachement, il peut apparaître des fissures de traction et une évolution régressive vers l'amont ou latéral du mouvement est possible [14]. (Figure I.13).



**Figure I.13 :Glissement rotationnel[14].**

**I.4.3. Glissement quelconque (Aléatoire) :** le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [12]. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance [15]. (Figure I.14).



**Figure I.14:Glissement quelconque[15].**

## I.5. Classification des glissements:

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. [16]

**Tableau I.1 : Classification Selon la Profondeur de la Surface de Glissement**

Glissement	Surface de Glissement
Superficiel	0-2 m
Semi_Profond	2-10 m
Profond	10-30 m
TrèsProfond	>30 m

**Tableau I.2 : Classification Selon L'activité en Fonction de L'évaluation de la Vitesse Moyenne de Glissement à Long Terme**

Glissement	Vitesse de Glissement
Sub-Stabilité, Très Lent	0-2 cm/an
Peutactif, Lent	2-10 cm/an
Actif (ou Lent avec Phase Rapide)	>10 cm/an

## I.6. Les Causes de glissement

De nombreux facteurs influent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leurs déformations et chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches.

On peut subdiviser les facteurs naturels en quatre groupes [17] :

### I.6.1. Géologiques

- Lithologie des formations.
- Situation tectonique.
- Spécificités structurales et texturales des terrains.
- Propriétés mécaniques des terrains.

## **I.6.2. Hydrogéologiques**

- Eaux superficielles qui traversent le terrain ou passant à proximité.
- Eaux souterraines dans les terrains.
- Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectonique

## **I.6.3. Géotechniques**

- Résistance des sols et des roches au cisaillement.
- Cohésion des sols et des roches.
- Angle de frottement interne.

## **I.6.4. Géographiques et climatiques**

- Relief du site.
- Régime des températures.
- Conditions spécifiques du gel-dégel.

## **I.6.5. Géométrie**

Les facteurs modifiant la géométrie du terrain, sont principalement décrit par la hauteur  $H$  du talus et son angle  $\beta$  d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux terrassement (déblaiement, remblaiement).

## **I.6.6. Activités humaines**

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

- ❖ **Constructions D'infrastructures ou Bâtiments** : Augmenter le poids qui repose sur la pente et par conséquent la force de la stabilité peut également être frottement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).
- ❖ **Arrosage et Irrigation**: Modifie la teneur en eau du sol.[18]

## **I.7. Les étapes de L'activité des glissements de terrain**

Il y a quatre étapes différentes successives possibles de l'activité des glissements de terrain [11] :

- ❖ **Phase de pré -défaut** : lorsque la masse de sol est encore continue, cette étape est principalement contrôlée par la rupture progressive et fluage.
- ❖ **Phase de rupture** : caractérisée par la formation d'une surface de cisaillement continue à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.
- ❖ **Phase après rupture** : qui comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliquées dans le glissement de terrain, de juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.
- ❖ **Phase de réactivation** : lorsque les diapositives de la masse du sol ou de la roche le long d'un ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants, cette réactivation peut être occasionnelle ou permanente avec les variations saisonnières de la vitesse de déplacement.

## **I .8.Reconnaissance du sol**

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors d'une étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres.

La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

**I.8.1.Reconnaissance géologique** : c'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries, ou tranchées qui donnent une coupe généralement « fraiche » de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes.

L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondage.

**I.8.2.Reconnaissance géophysique** : les méthodes géophysiques sont les méthodes les plus rapides et souvent les plus économiques pour l'obtention d'informations générales dans le cas de grande surface de terrain, ou dans des zones d'accès difficiles, telle que les régions montagneuses.

Elles permettent de déterminer la nature des couches profondes, en utilisant par

exemple leurs caractéristiques :

- **Magnétique** : la méthode de prospection magnétique au sol s'appuie sur la mesure des composantes du champ magnétique terrestre et les variations occasionnées localement par les différences de susceptibilité magnétique des terrains et des roches. Une des méthodes les plus utilisées est celle qui mesure le vecteur champ magnétique totale en un point. La valeur obtenue au point de mesure est soustraite de la valeur mesurée à la station de référence au même instant : cette différence est le reflet de la déformation des lignes de champ au point de mesure. L'interprétation de cette déformation peut permettre d'identifier la nature de couches sous-jacentes ainsi que la profondeur de celles-ci.[19]

- **Prospection sismique** : les méthodes sismiques sont fondées sur l'étude de la propagation des ondes mécaniques dans le sol. Le principe consiste à provoquer un ébranlement mécanique (choc ou explosion) qui se propage dans le sol avec des vitesses qui diffèrent d'un matériau à un autre suivants les terrains traversés. Les types des matériaux sont déterminés à partir de corrélation avec les vitesses.

- **Prospection électrique** : la méthode consiste à faire passer dans le terrain un courant électrique au moyen de deux électrodes enfoncées dans le sol. Au moyen de deux autres électrodes on mesure la différence de potentiel produite par le passage du courant. Elles permettent de déterminer la répartition des matériaux dans le sol par l'intermédiaire de leur résistivité.

- **Prospection gravimétrique** : La méthode de prospection gravimétrique appliquée aux études de sub-surface s'attache à détecter les variations de densité des terrains. Pour calculer l'effet purement géologique des variations de densités, les mesures doivent être corrigées de tous les effets non géologiques.

**I.8.3 Reconnaissance géotechnique** : La reconnaissance géotechnique d'un massif en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et de donner la configuration générale. Elle doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche à partir des résultats d'essais in-situ et de laboratoire, ainsi que les difficultés attendues sur les terrains et la manière de les surmonter.

Ce sont des essais faits 'in situ' ou en laboratoire géotechnique :

## A. Essais « In Situ »

### a) L'essai de pénétration dynamique NF P94-114

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier la succession de différentes couches de terrain, la position d'une couche résistante. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif, on mesure ensuite l'intervalle d'enfoncement régulier.

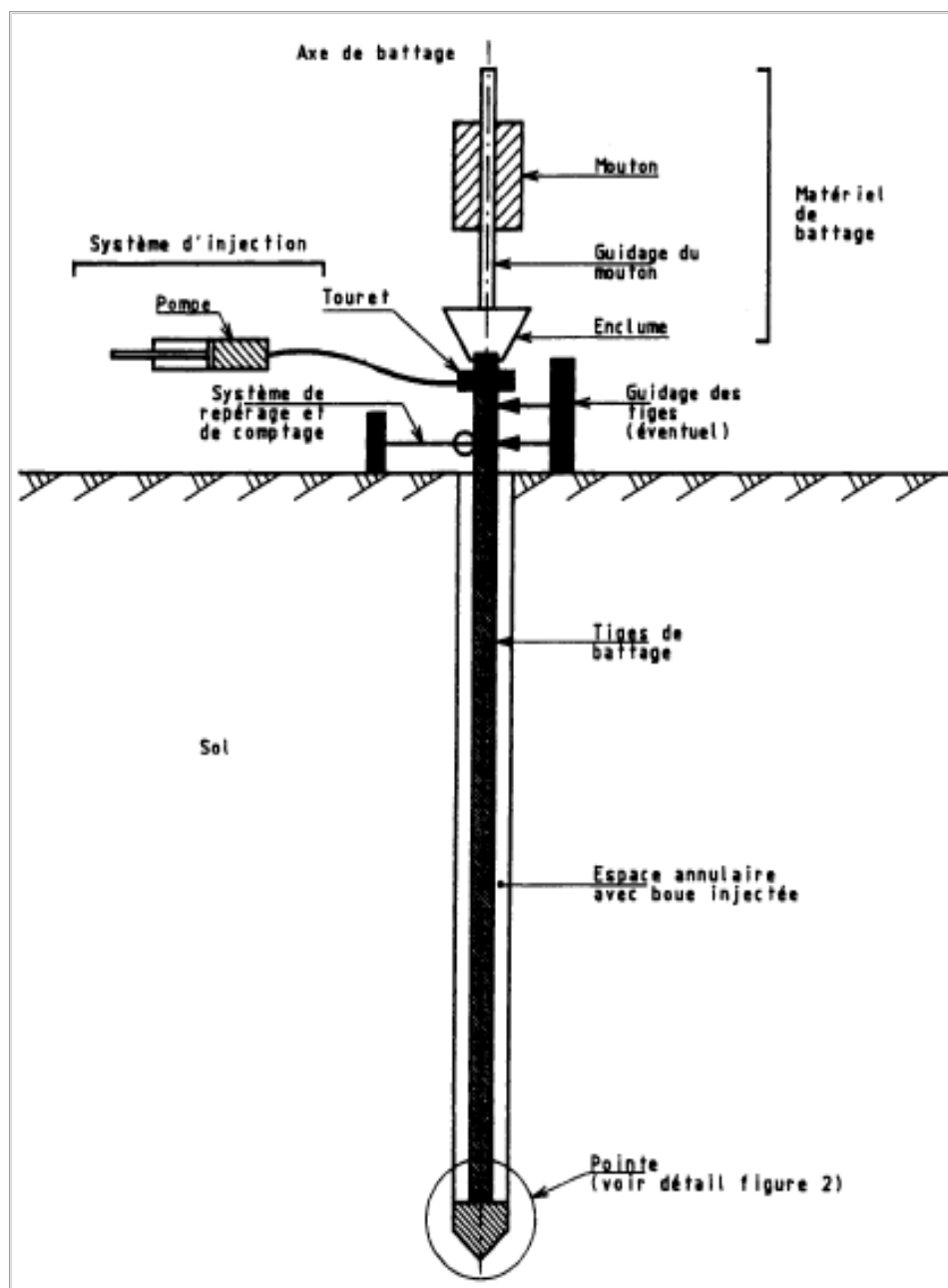


Figure I.15: Pénétrromètre dynamique

## b) Essai de pénétration statique NF P94-113

Essai réalisé en place en vue d'obtenir les paramètres de sol suivants : la résistance à la pénétration d'un cône  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$ . A partir des paramètres mesurés, l'essai permet d'apprécier : la succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature, l'homogénéité d'une couche, certaines caractéristiques des sols traversés.

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer verticalement dans le sol sans choc, ni vibration, ni rotation, à vitesse constante imposée une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tiges qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône.

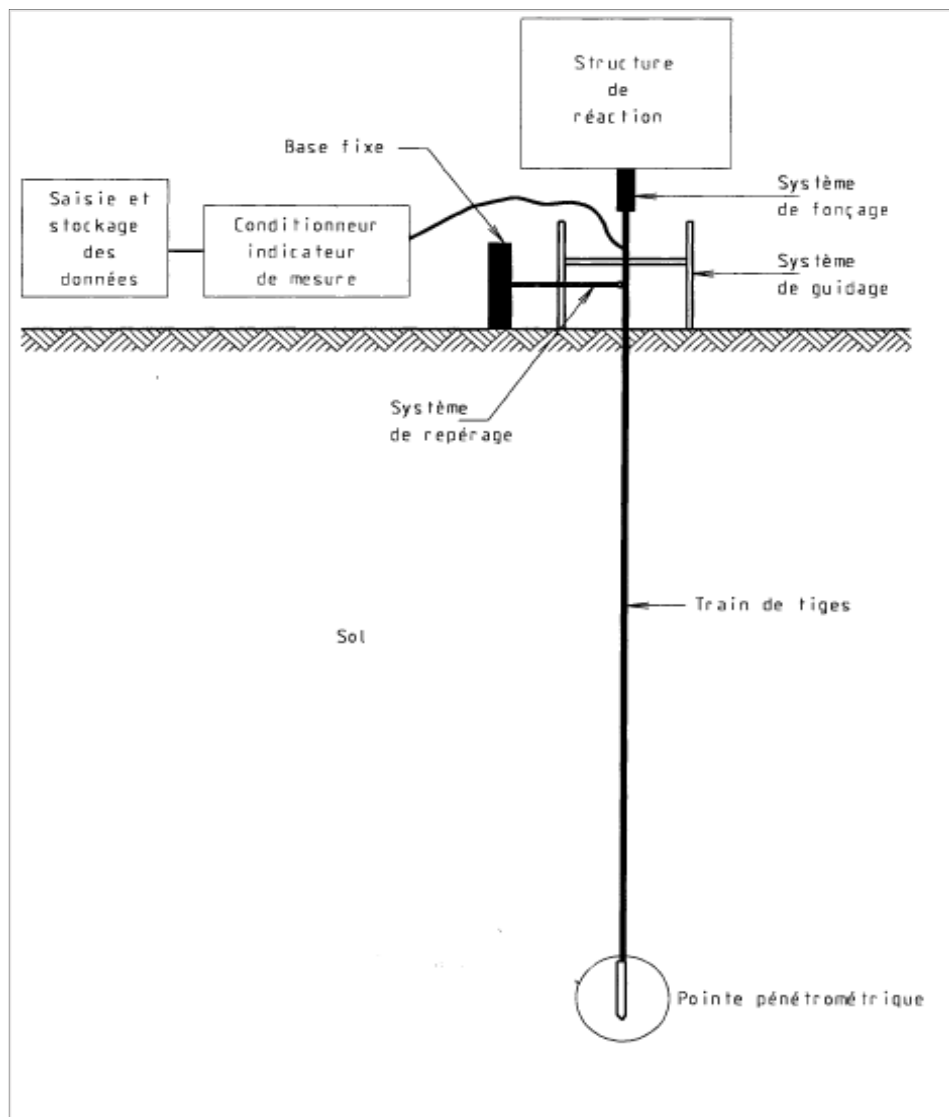


Figure I.16:Pénétromètre statique



### c) Essai pressiométrique

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée.

L'avantage de l'essai est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies.

Les caractéristiques du sol obtenu sont : le module pressiométrique  $E_m$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, et la pression limite  $P_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol.

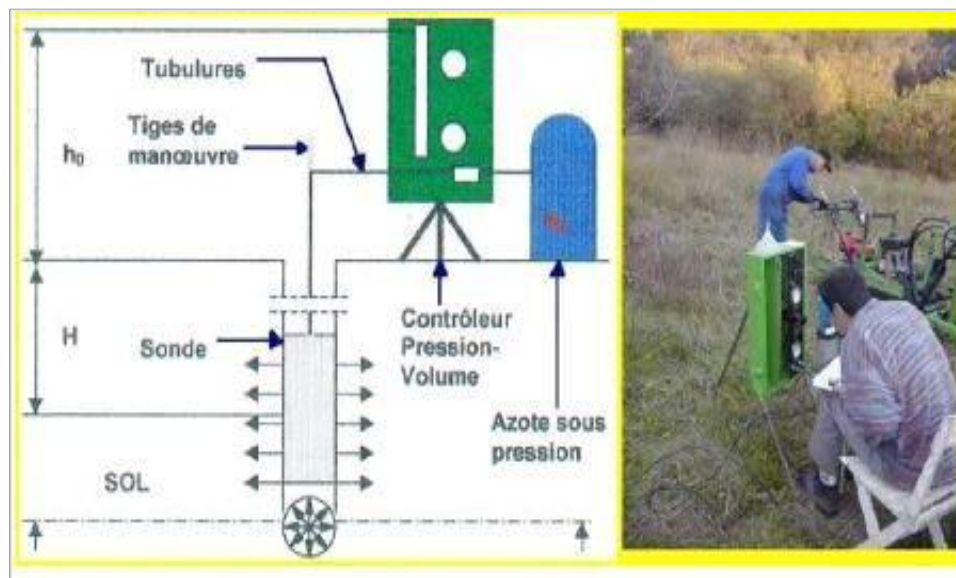


Figure I.17 : Essai pressiométrique

## B. Essais de laboratoire

### a) Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en% du poids d'eau  $W_w$  que le sol contient au poids  $W_s$  de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient après dessèchement à l'étuve à 105 (60C° dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

.La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état de consistance dans lequel se trouve le Sol.

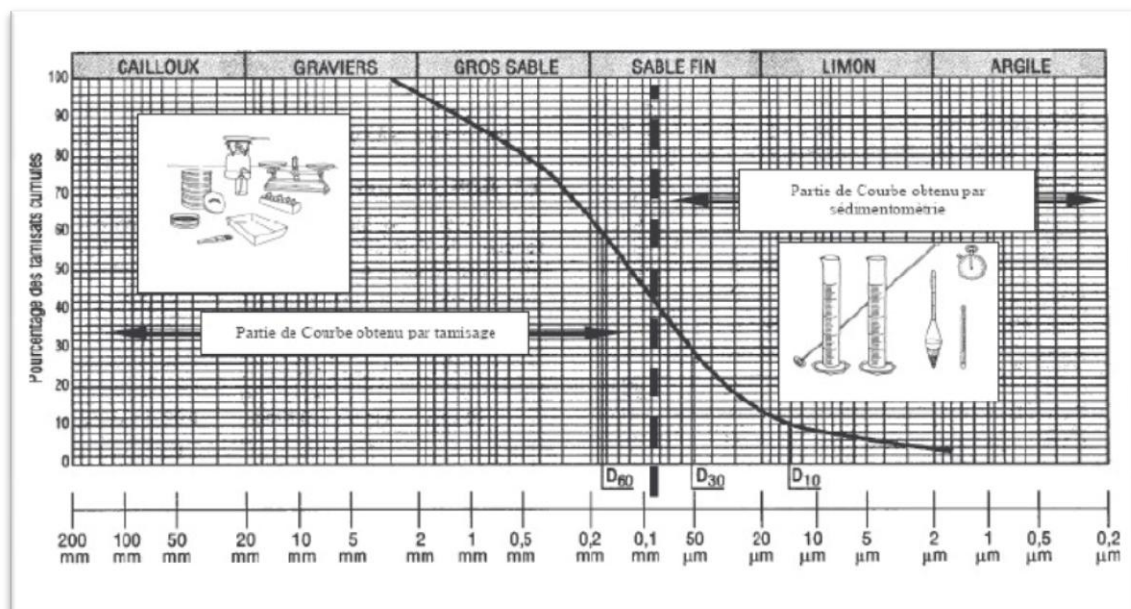
**Tableau I.3 : Classification Selon l'activité en Fonction de l'évaluation de la Vitesse Moyenne de Glissement à Long Terme**

Wn	Etat Hydrique
01-25%	Légèrement Humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	Détrempé
100%	Saturé

**b) Analyse granulométrique**

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- ✓ Le tamisage, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieur ou égale 80µm.
- ✓ La sédimentométrie, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80µm.



**Figure I.18 : Analyse granulometrie et sedimentometrie**

### c) Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier la consistance d'un sol fin. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel le sol argileux change de comportement.

- ✓ **Limite de liquidité  $W_L$**  : Teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle est déterminée à l'aide de l'appareil de Casa grande.
- ✓ **Limite de plasticité  $W_P$**  : Teneur en eau d'un sol remanié qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils setrompent.
- ✓ **Limite de retrait  $W_s$**  : se situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal.
- ✓ **w** : teneur en eau naturelle du sol.
- ✓ **L'indice de plasticité  $IP$**  : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.
- ✓ **L'indice de consistance  $IC$**  : quotient de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle par l'indice de plasticité.

### d) Les Essais de cisaillement:

La rupture dans les sols se produit par glissement ou par déformation plastique d'une zone, dans les deux cas cette rupture se manifeste par un dépassement des contraintes tangentielles admissibles, c'est ce que l'on appelle généralement cisaillement. Il existe deux types d'essais de laboratoire :

- ✓ **Essai de cisaillement à la boîte de Casa grande:**

L'échantillon est placé dans un appareil constitué de deux demi boîtes, on applique sur le piston une force verticale constante. L'essai consiste à tirer horizontalement sur une demi- boîte de façon à cisailer le sol. L'objectif est de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol l'angle de frottement et la cohésion.

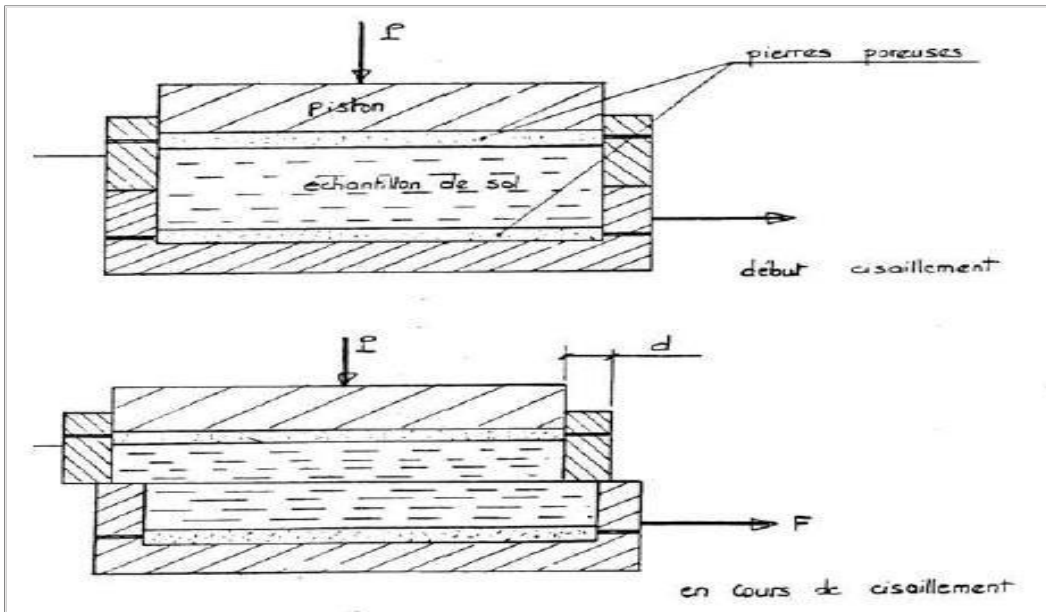


Figure I.19 : Cisaillement à la boîte

✓ Essai triaxial

L'essai a pour but de déterminer les paramètres de sol : l'angle de frottement et la cohésion. L'essai est réalisé sur une éprouvette cylindrique placée dans une cellule soumise à une pression hydrostatique et une contrainte axiale appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

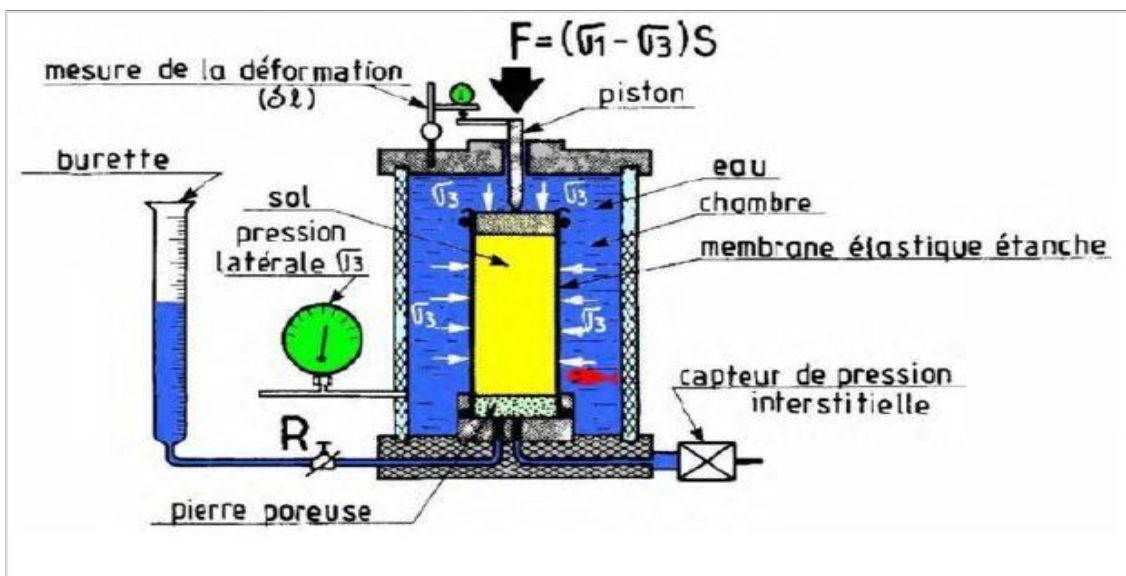


Figure I.20: L'essai Triaxial

### e) Essai œdométrique NF P94-090-1

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage, un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial verticale.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

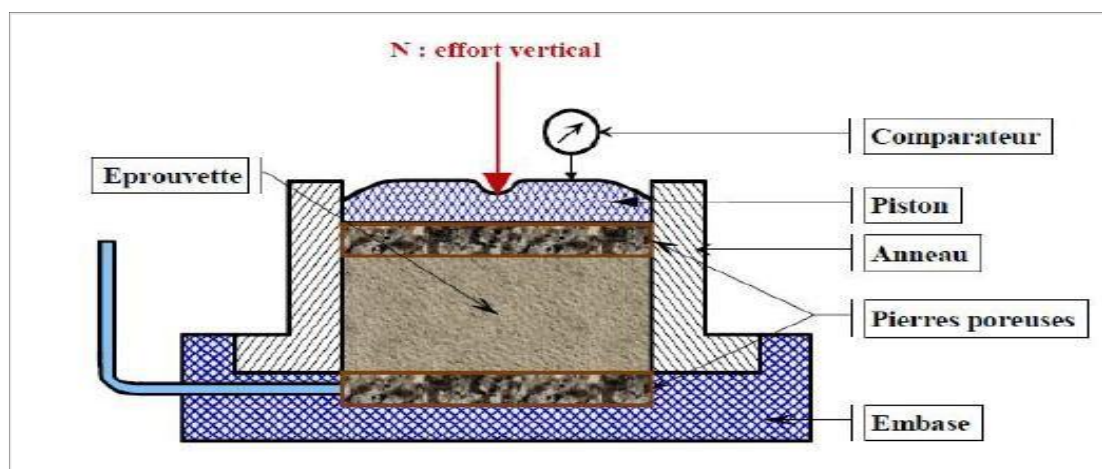


Figure I.21 : Coupe schématisée D'un appareil œdométrique

## I .9.Exemples de mouvement de terrain

### 9.1. Mouvement de terrain survenu en Algérie

#### a. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur une période de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de la de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord : Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, OuledAddiGueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras.**52**



**Figure 1.22 : fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.[52]**

### **b.Le glissement de Tizi BEJAIA**

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in-situ.<sup>52</sup>



**Figure1.23 : Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation[52]**

### **c.Exemple du glissement à Boudraa Salah**

La cité EL BIR se trouve dans une zone exposée à des risques évidents de mouvements de sols et de sous-sols aggravés par l'intervention anthropique anarchique. Désordres et dégâts causés aux structures, superstructures et aux façades des constructions par des mouvements de sols et de sous-sols. [52]



**Figure 1.24 : Vue partielle d'un alignement de constructions ayant subi des basculements À Boudraa Salah[52]**

### **I.9.2. Glissements de terrain survenus dans le monde**

- 1943, France, par une pluie abondante, un énorme glissement de terrain provenant du lieu-dit Vallonet, emportant au passage de nombreuses maisons, a bloqué l'écoulement du Brevon, donnant ainsi naissance au lac en même temps qu'il engloutissait des habitations, dont les ruines sont visibles en s'approchant du lac.

- Le 4 mai 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay.

- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.

- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du Pays faisant 1106morts.

#### **a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France**

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure I.26.).

L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m<sup>3</sup>, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants.



**Figure I.25:Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France.[51]**

### **b) Glissement Au sud du Mexique**

Un glissement a provoqué la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons Le mardi 28-09-2010 dans le sud-est du Mexique. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipités à l'aube sur la localité de Santa Maria Tlahuitoltepec. Un pan de colline s'est effondré, sur une largeur de 200 mètres, a déclaré à la télévision le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz



**Figure I .26: Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz [51]**

### **I.10 : conclusion**

Dans ce chapitre on a montré qu'est ce qu'un glissement de terrain, ses différents types et ses causes.

Le glissement de terrain ce n'est qu'un cisaillement du sol soumis à des contraintes normales plus ou moins importantes. La résistance aux cisaillements est une caractéristique intrinsèque du sol, dépassée cette résistance le sol atteint sa rupture



## *Chapitre II :*

*Les Méthodes de calcul de  
la stabilité du talus*

## II. 1.Introduction

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), et le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques, un calcul de stabilité.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant ( $F$ ). Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

## II .2. Eléments de base du calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).[30]

## II.3.Principaux facteurs influençant la stabilité des talus

Un talus dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont :

### a. La hauteur du gradin

La hauteur du gradin influe considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur du gradin est grande, plus son angle de pente sera faible. [22]

## **b. La nature des terrains**

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.[22]

En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités du massif (fractures, plans de stratification, failles, fissuration) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

En ce qui concerne les caractéristiques physiques et mécaniques, le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité des talus est le poids volumique des terrains en place. Les caractéristiques mécaniques du terrain les plus importantes sont sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne). [22]

## **c. L'eau souterraine**

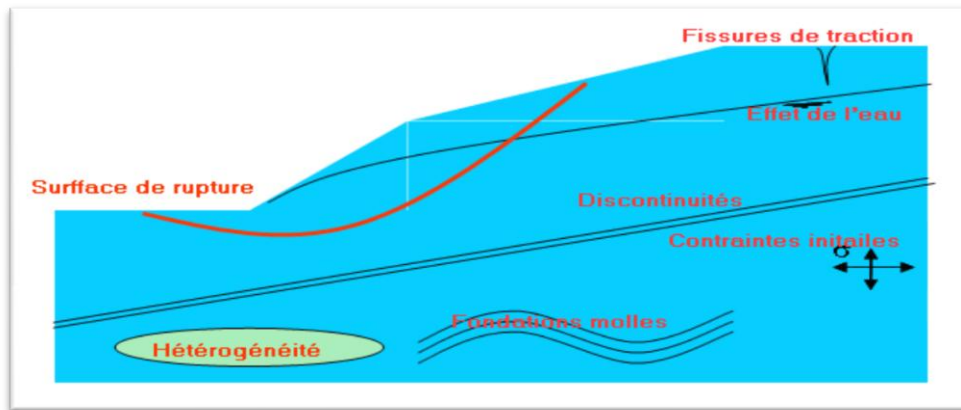
L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un terrain abaisse le coefficient de sécurité. [22]

## **d. Les phases et les méthodes d'exploitation**

La modification de l'état des contraintes dans un massif rocheux suite aux travaux d'exploitation peut entraîner une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire à des ruptures. Les calculs de stabilité des gradins doivent aussi tenir compte des surcharges ponctuelles dues aux engins d'exploitation. [22]

## **e. La géométrie**

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de fosse est concave, la valeur de  $F_s$  est sous- estimée. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité. [22]



**Figure. II-1 : Facteurs influençant la stabilité des talus [24]**

## II.4. Calcul de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. [23]

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

Dans leur principe, les mouvements de terrain : surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes :

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus
- sur les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements ; c'est

un facteur variable dans le temps.[28]

## II.5. Coefficient de sécurité

### II.5.1. Définition

Le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $FS$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre [30]

Le coefficient de sécurité  $F$  est défini par l'expression (\*) suivante :

$$FS = \frac{Q_{max}}{Q} \dots \dots \dots (*)$$

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

$Q_{max}$ : valeur maximale de  $Q$

Le coefficient de sécurité pour rait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre, ce dernier peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite

➤ **Rapport de contraintes** :  $F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$

➤ **Rapport de forces** :  $F = \frac{E_{resist}}{E_{monteur}}$

➤ **Rapport de moments** :  $F = \frac{M_{resiste}}{M_{monteur}}$

➤ **Rapport de grandeurs par ex** :  $\frac{H}{H_{max}}$

#### a) Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression(\*) suivante

$$F = \frac{c' L + [W \cos \alpha - U] \tan \phi'}{W \sin \alpha} \dots \dots \dots (*)$$

Dans laquelle  $L$  désigne la longueur du talus,  $\alpha$  sa pente,

U la résultante des pressions interstitielles éventuelles,  $c'$  la cohésion effective et  $\phi'$  l'angle de frottement interne effectif. W le poids des terres en mouvement [23]

### **b) Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)**

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- la méthode de FELLENIUS
- la méthode de BISHOP[23]

### **c) Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)**

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.[23]

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée.

Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture. [23]

## **II.5.2 Choix la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité**

Le facteur de sécurité minimal  $FS$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé  $C_u$ ). [28]

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir s'approcher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. [28]

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

**Tableau II-1 : les coefficients de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage.**  
[21]

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

### II.5.3 choix du type de méthode de calcul

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain, ou de renforcement d'une pente en équilibre précaire, nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la gravité de l'eau qui est à l'origine de la plupart des désordres, on comprend que les techniques relevant du terrassement des masses instables, ou du drainage des terrains, aient de tous temps emporté la préférence des géotechniciens.

Pour l'étude de la stabilisation du talus, nous avons opté pour trois systèmes de confortement qui se résument en :

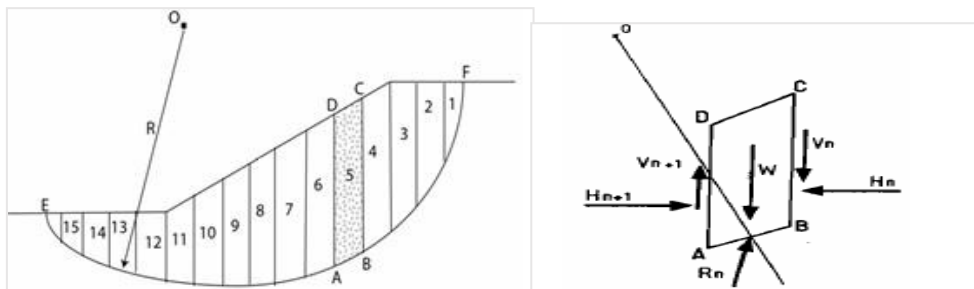
- Stabilisation par drainage
- Stabilisation par butée de pied avec drainage
- Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série de pieux en aval du talus)  
Associée à un système de drainage

Le choix de ces trois systèmes de confortement est lié à la faisabilité des travaux au niveau du site qui présente des contraintes écartant certaines solutions envisageables. Pour chaque cas, nous avons recalculé le coefficient [27]

## II.6. Méthodes de calcul de stabilité des talus (Méthode d'équilibre limite)

### II.6.1. Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure II.2)[22]



**Figure. II-2 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [22]**

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

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

- Son poids  $W = \gamma_n * h_n * b_n$
- La réaction R du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle. [22]

### II.6.2. Méthode de Fellenius

Dans la méthode de FELLENIUS, appelée aussi méthode ordinaire on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
  - On néglige totalement les effort sinter-tranches
  - La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R .figure (II.2)[22]



Elle consiste à admettre que, la résultante, la résultante de  $H_n$  et  $V_n$  est égale  $H_{n+1}$  et  $V_{n+1}$

Une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs [28]

La méthode satisfait l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité à la forme linéaire suivante:

$$F = \frac{\sum(c' l + [W \cos\theta - Ul] \tan\phi)}{\sum W \sin\theta}$$

- $W = \rho \cdot b \cdot h_i$   
 $l = b / \cos\alpha$
- $\Phi$  : angle de frottement
- $ul = Z_w \cdot \gamma_w$  (u: pression interstitielle,  $Z_w$ : hauteur d'eau et  $\gamma_w$  : poids volumique d'eau)

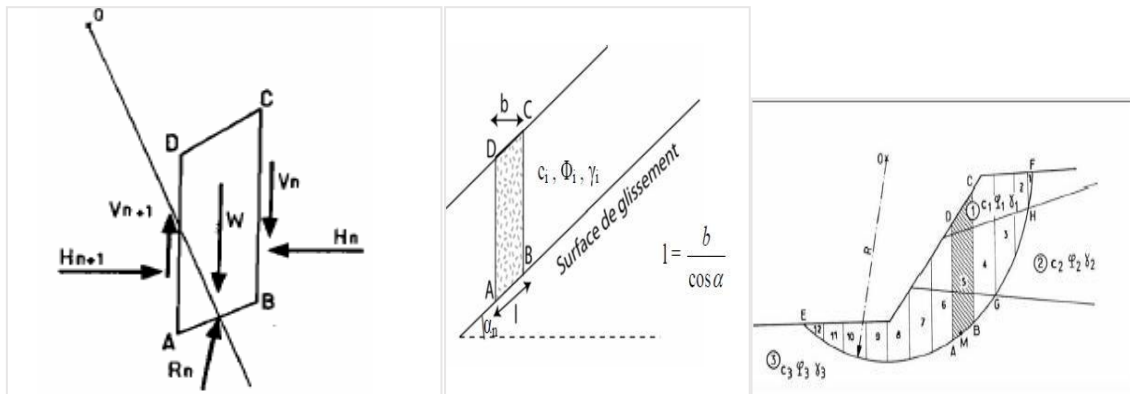


Figure. II-3 : Les inconnues d'une méthode des tranches [25]

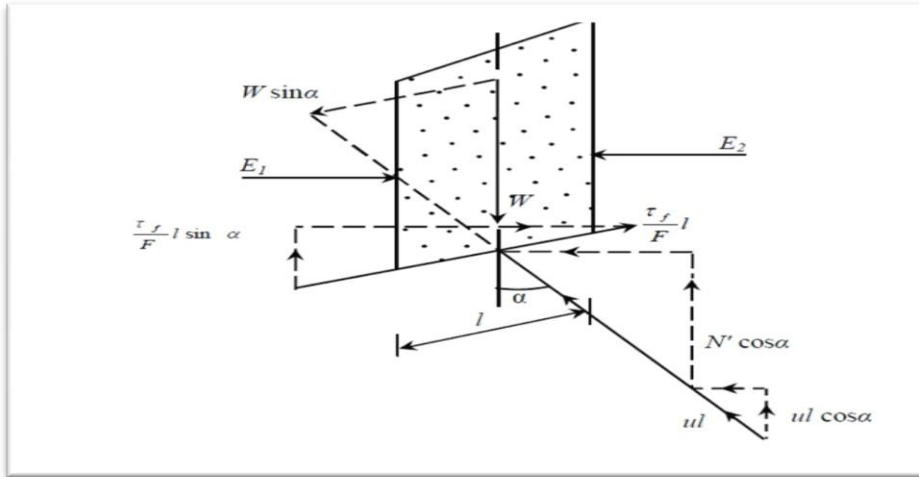
### A- Limitations de la méthode Fellenius :

Fellenius considère que  $dH_n = dV_n = 0$  donc cette méthode elle ne dépend que de la géométrie du talus. Les caractéristiques mécaniques du milieu n'interviennent pas dans le calcul. [31]

### II.6.3 La méthode simplifiée de BISHOP

#### A -Les hypothèses:

Cette méthode satisfait, l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture. [10]



**Figure. II-4 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode BISHOP. [25]**

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ). [22]

Le facteur de sécurité est donné par la formule(\*) suivante :

$$F = \frac{\sum_{n=1}^m (c' \cdot b + w - ub \cdot \tan \varphi')}{M\alpha \sum_{n=1}^m w \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (*)$$

Avec :  $M\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi' i}{f} \right)$

#### B- Limitations de la méthode de Bishop simplifiée

Etant donné que L'équilibre horizontal des forces n'est pas satisfait par la méthode de BISHOP, son application pour des analyses pseudo -statiques de tremblement de terre où une force horizontale additionnelle est appliquée est incertaine.

La méthode est également limitée aux analyses avec les surfaces de cisaillement circulaires. [21]

## II.6.4. La méthode de SPENCER

### A- Les hypothèses

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales soient parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cette inclinaison est calculée en tant qu'élément de la solution d'équilibre. La méthode de Spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base - une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. La méthode de Spencer satisfait entièrement aux conditions d'équilibre des forces et des moments.

[21]

Les forces appliquées sur une tranche sont :

- l'effort normal effectif à la base de la tranche  $N'$ .
- Le poids de la tranche  $W$ .
- La force de cisaillement à la base  $S$ .
- La pression interstitielle  $U = Z_w \cdot \gamma_w$ .
- Les forces inter tranchent.  $H_{n+1}$  et  $H_n$

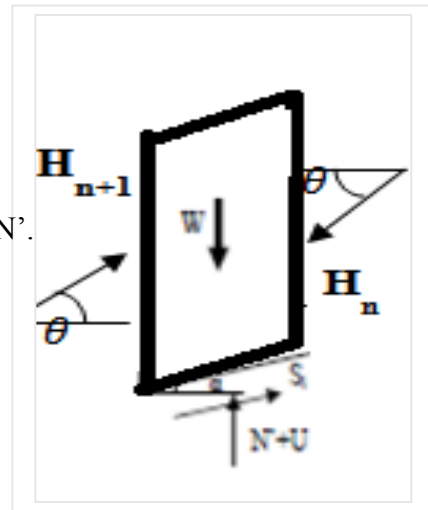


Figure. II-5 : forces appliquées sur une Tranche pour la méthode de SPENCER

[21]

### B- Limitations de la méthode Spencer

La méthode de Spencer exige des programmes sur ordinateurs pour exécuter les calculs.

L'équilibre des moments et des forces doit être satisfait pour chaque tranche et les calculs sont répétés pour un nombre d'essai supposé de coefficient de sécurité et d'inclinaisons des forces inter tranchent.

Une vérification manuelle indépendante et complète d'une solution employant la méthode de Spencer est impraticable. [21]

## II.6.5.Methode de JANBUSIMPLIFIEE

### Les hypothèses :

- les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité.
- les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles.
- Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales [25]

Le facteur de sécurité  $F$ , déterminé à partir de l'équilibre des forces (comme Janbu simplifiée sans correction, est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter- tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre.

Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait.[22]

Elle se base sur l'hypothèse de la méthode des équilibres des forces avec une hypothèse particulière

$$VG = VD = 0$$

$$N = \frac{1}{n\alpha} [W - \frac{l \sin \alpha}{f_s} (C' - U \operatorname{tg}\phi)]$$

$$\text{Avec } n\alpha = \cos\alpha + \frac{\sin\alpha}{F_s} \operatorname{tg}\phi'$$

$$F_s^f = \sum \frac{[C' l + (N - ul) \operatorname{tg}\phi'] \frac{1}{\cos\alpha}}{\sum w \operatorname{tg}\alpha}$$

Pour tenir compte des efforts de cisaillement entre tranches, JANBU propose un coefficient de correction  $f_0$  qui permet de définir plus correctement le coefficient de sécurité  $f^f$  à partir de la comparaison des résultats par la méthode complète de JANBU.

Le coefficient  $F_s^f = f_0 \cdot F_s^f$  . Avec  $f_0$  dépendant de la géométrie du talus et des caractéristiques du terrain.[6]

## II.6.6.Méthode de Morgenstern et Price(1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches.

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

La méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité. [29]

## **II.7. Comparaison des méthodes**

La méthode de FELLENIUS donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de Bishop.

- ✓ BISHOP : donne un résultat plus ou moins comparable à la première itération de JANBU.
- ✓ La méthode de JANBU est la plus adaptée surtout pour rupture non circulaire.
- ✓ La méthode de FELLENIUS, en négligeant les efforts inter tranches entraîne des erreurs

Importants sur l'estimation des  $N_i$  ceci conduit à sous-estimer FS d'où son caractère conservatif.

➤ La méthode de FELLENIUS donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode De BISHOP, Les écarts sur FS peuvent atteindre 10%, mais elle a l'avantage de la simplicité et peut donc être Utilisée dans tous les cas courants.

- ✓ Il faut cependant noter que la position du cercle critique donnée par la méthode

de FELLENIUS est différent de celle donnée par la méthode de BI

- ✓ Il faut souligner que ni la méthode de BISHOP ni la méthode de FELLENIUS ne vérifie toutes. [20]

## **II.8. La méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis permet de déterminer les efforts et les déformations dans un massif quelconque, de prendre en compte la progressivité de la rupture et de calculer les coefficients de sécurité moyens le long d'éléments particuliers de la surface de glissement.

Ce pendant son utilisation aux versants naturels n'est pas encore du domaine de la pratique courante car elle nécessite la connaissance précise de deux paramètres qui sont la plus part du temps méconnus pour des pentes naturelles : l'état initial et la loi de comportement exact des matériaux.

Des études (Wright, 1973) ont, par ailleurs montré que la valeur moyenne de  $F_s$  obtenue par la méthode des éléments finis est voisine de la valeur donnée par la méthode de bishop simplifiée. [42]

## II.9. Les méthodes perturbation (probabilistes).

La méthode de perturbation suppose que la contrainte normale sur la surface de rupture potentielle au point M peut s'écrire sous la forme suivante dans le cas de rupture d'une surface de forme quelconque [42] :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha) \text{ avec } \sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$$

- $\alpha$  : L'angle en point M, de la surface de rupture avec l'horizontale
- $\lambda$  et  $\mu$  : deux coefficients réels

Le problème qui consiste après la discrétisation en tranches verticales, est de résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et moment) à trois inconnues ( $\lambda$ ,  $\mu$ , F)

## II.10 .Conclusion :

Dans le but de déterminer le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul, ont montré que, mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts de calcul du facteur de sécurité avec un même jeu de donnée n'excèdent pas plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Morgenstern et Price)

De cette étude comparative il en ressort que :

- Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telle que celle de Janbu, Spencer, Morgenstern et Price donne des résultats précis.
- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments, donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.
- Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit se faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter tranches.
- Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre (méthode ordinaire des tranches) peuvent être très imprécises.
- Le facteur de sécurité déterminé à partir de l'équilibre des forces est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre. Pour cette raison il est préférable d'utiliser

une méthode ou le moment d'équilibre est satisfait (celle de Bishop par exemple).

- Toutes les méthodes sont imprécises dans le cas où un remblai est sur une fondation fortement compressible, car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration.[30]

## *Chapitre III :*

*Les méthodes de confortement*



### **III.1.Introduction**

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

Pour le calcul du confortement d'un glissement, le coefficient de sécurité adopté peut se limiter à 1,3 si :

- Le calage des caractéristiques mécaniques parait de bonne qualité
- Certaines caractéristiques du site sont mal connues
- Les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (Colmatage de drains par exemple).
- On choisit plutôt un facteur de sécurité  $F$  égal à 1,5 si l'on ne peut pas tolérer des déformations [15]

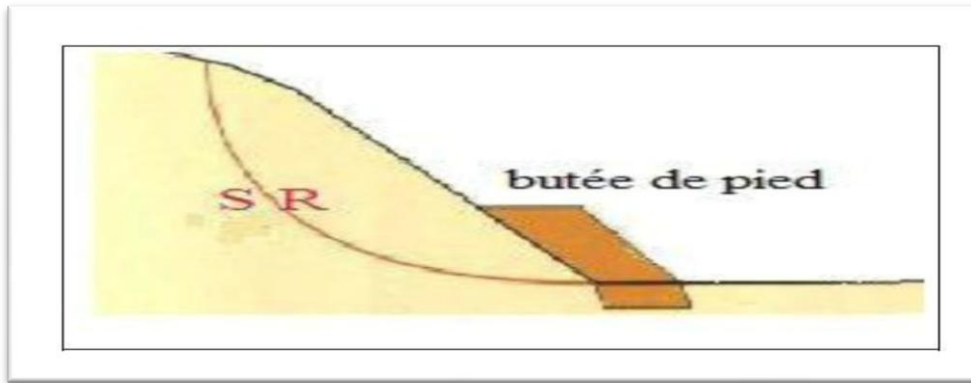
### **III.2.Terrassement**

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

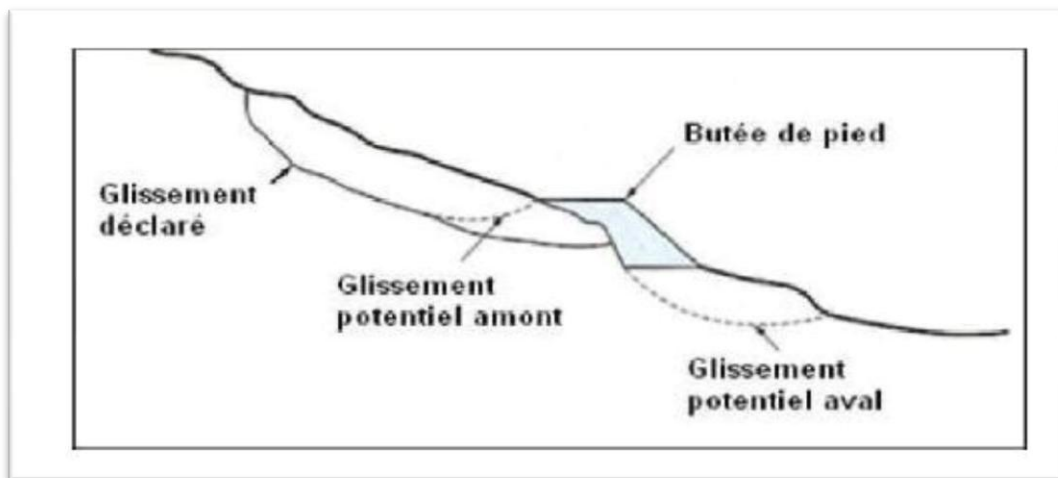
- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et Reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.[15]

#### **III.2.1 Butée de pied simple**

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site. [15]



**Figure III.1 : Représentation de la butée de pied [32]**



**Figure III.2 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces De rupture à Prendre en compte. [32]**

### **III.2.2 Butée de pied renforcée au géotextile**

Les géo synthétiques ont connu un développement considérable dans les domaines de la géotechnique et de génie civil ces trente dernières années. Actuellement, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'applications ne cessent de s'accroître. Durant les quatre dernières années, de nombreux ouvrages géotechniques incluant des géo synthétiques ont été construits en Algérie.

La technique géo synthétiques pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative, innovante et économique par rapport aux autres solutions classiques. Elle peut être même la seule solution valable. [15]

### III.2.3 Allègement en tête

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, tel qu'il apparaît sur la (figure (III.3)), peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

Le déchargement en tête est une action rarement suffisante pour obtenir le gain de sécurité souhaité, une action complémentaire (drainage, recharge en pied, par exemple) devra généralement être envisagée. [15]

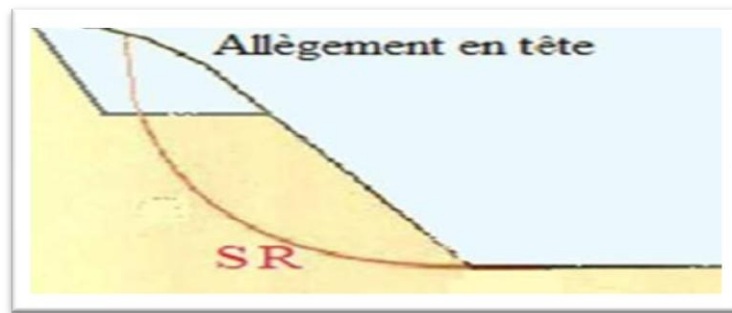


Figure III.3 : Allègement en tête[15]

### III.2.4 Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.[33]

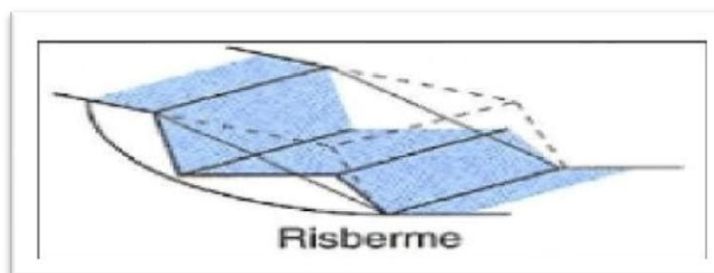
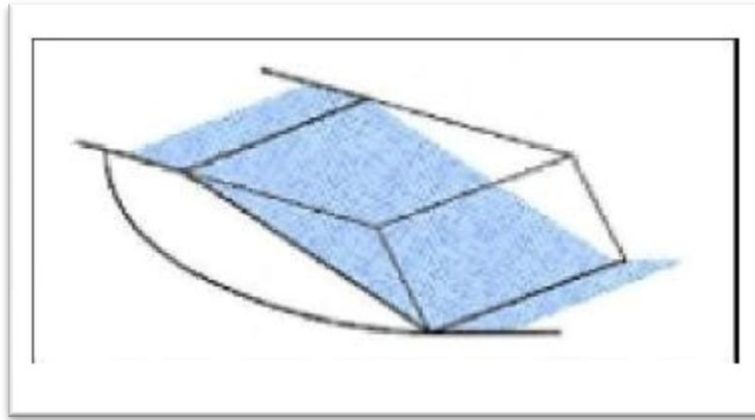


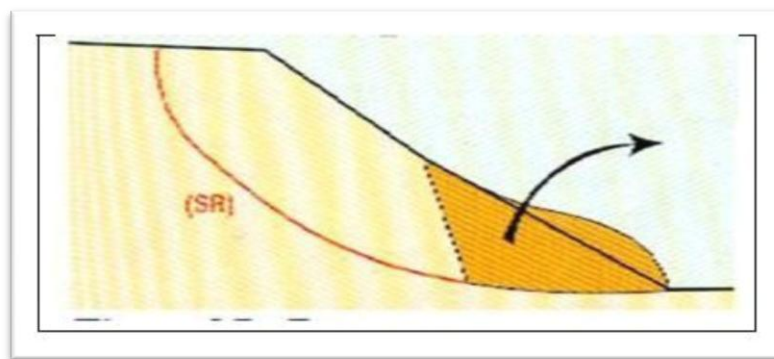
Figure III.4 : Représentation de Reprofilage.[33]



**Figure III.5 : Adoucissement de la pente.[33]**

### III.2.5 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. [33]



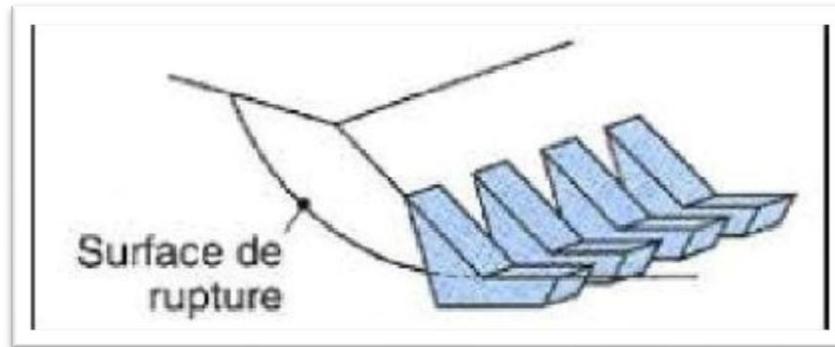
**Figure III.6 : Exemple de purge. [33]**

### III.2.6 Substitution total ou partielle

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.[34]



**Figure III.7 : Substitution partielle[35]**

### **III.3 Drainage**

Comme il est connu, l'eau est à l'origine de la majorité des désordres observés sur le terrain. Par conséquent, le rabattement des nappes souterraines et la réduction de la pression de l'eau dans les pores sont des moyens logiques pour améliorer la stabilité des talus. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation, en conséquence, le drainage est souvent une technique, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes. [36]

- Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

#### **III.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi les instabilités déjà amorcées. Les dispositifs de collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et les caniveaux.

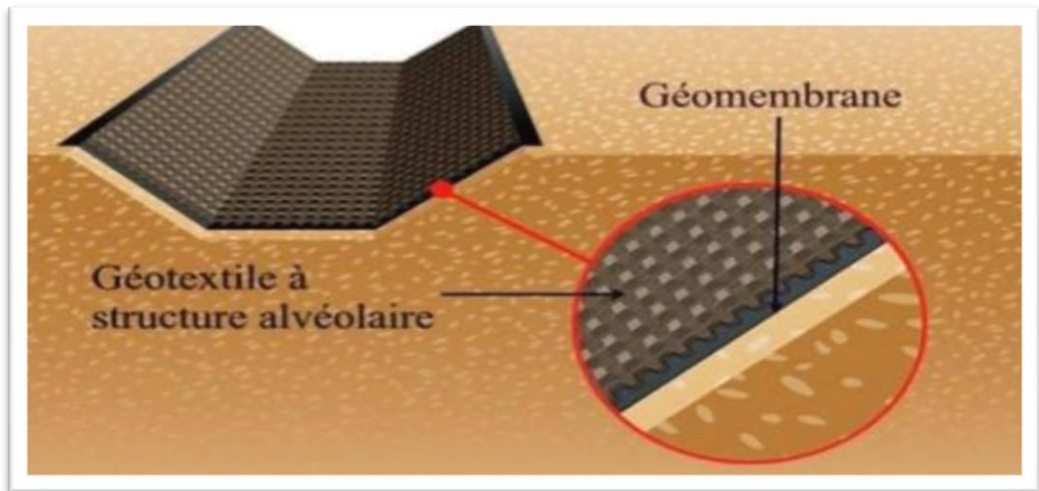


Figure III.8 : Structure du géo composite Stabiliser alvéolaire.[36]

### III.3.2 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est de réduire la pression interstitielle dans la zone correspondante du terrain, cependant leurs caractéristiques très frottant apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont en sortes des masques discontinus, s'il est jugé inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.[36]

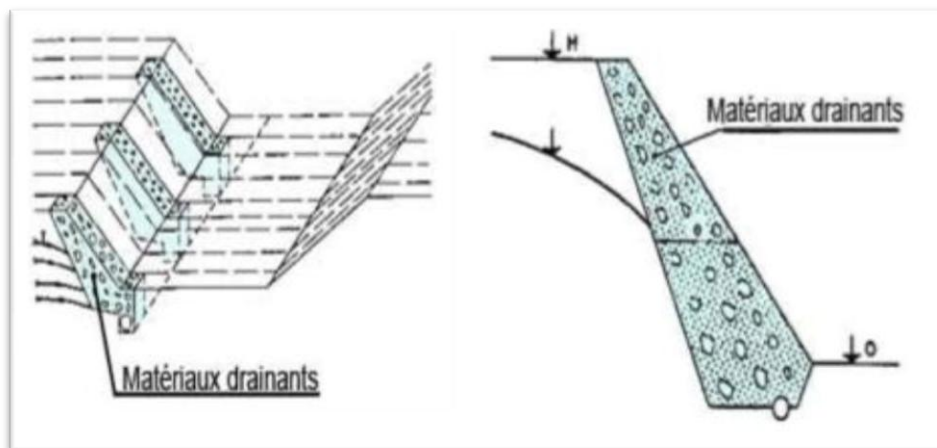


Figure III.9 : éperon drainant et masque drainant.[36]

### III.3.3 Tranches drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe typique est présentée sur la (figure (III.10)), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation, soit dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, la profondeur et de l'espacement des tranchées, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne en effet l'efficacité du drainage.

Elles peuvent être réalisées de plusieurs façons, soit à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi, qui donnent des dimensions de la paroi propre à chaque méthode. [36]

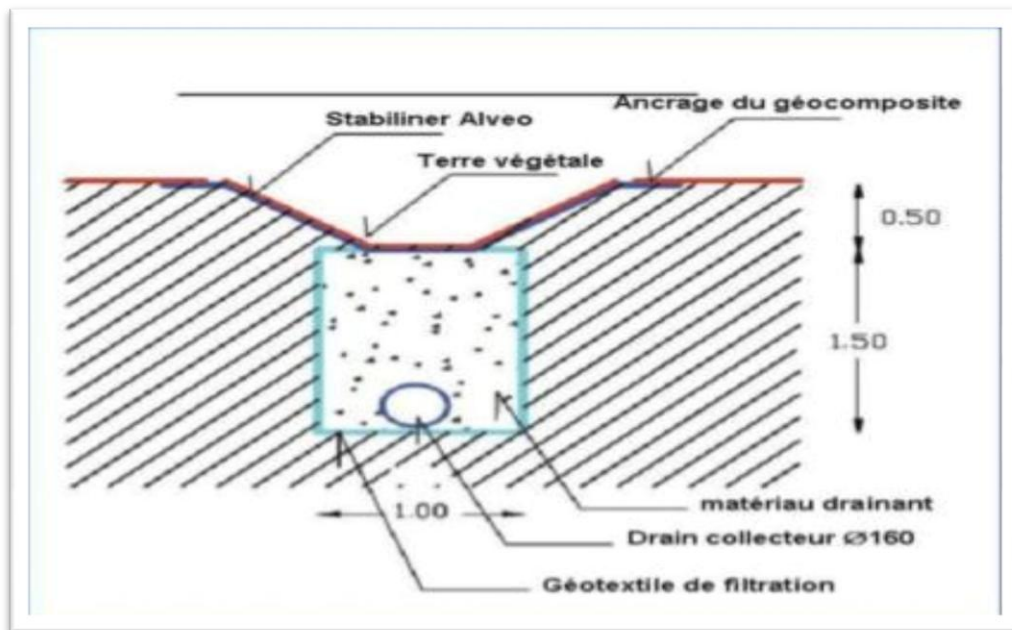
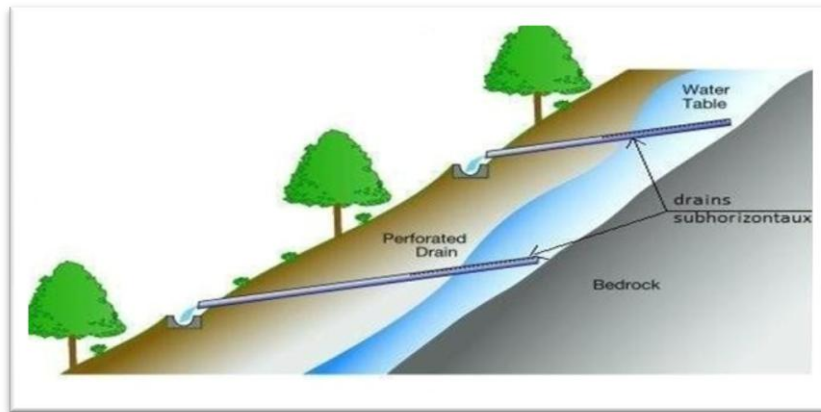


Figure III.10 : coupe type d'une tranchée drainante. [36]

### III.3.4 Drains sub horizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2° à 5°) et à placer des tubes crépines. [37]



**Figure III.11 : drains sub horizontaux[38]**

### **III.3.5 Drains verticaux**

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

### **III.4 Le reboisement**

Les forêts interceptent les eaux de pluie, contribuant ainsi à diminuer les volumes et les vitesses d'écoulements sur les versants et augmenter la cohérence du sol. Mais si la végétation des sols peut jouer parfois un rôle significatif sur la réduction du risque inondation en atténuant les crues, elle ne permet pas de stabiliser réellement des versants affectés par des glissements profonds. En revanche, les racines des végétaux ont pour effet d'ancrer le sol dans les premiers mètres.

La présence d'une forêt, régulièrement entretenue et renouvelée, peut donc contribuer à stabiliser des glissements superficiels. La correction torrentielle peut venir compléter les autres mesures de stabilisation des versants lorsqu'ils sont bordés en aval par un cours d'eau. L'objectif est de limiter l'action érosive des écoulements sur les berges, pour éviter que leur sapement n'entraîne l'effondrement du pied de versant, puisque celui-ci peut assurer en partie la stabilité de la masse située en amont.



Dans cette optique, il suffit de buser les écoulements pour permettre à des débits très élevés de s'écouler sans conséquences sur les rives. Si cela n'est pas possible, il faut installer des seuils afin de réduire la puissance des écoulements et donc leur action érosive. [34]



**Figure III.12 : Le reboisement. [34]**

### **III.5 Elément résistants**

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassement et drainage) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. [15]

#### **III.5.1 Murs de soutènement**

Un soutènement en pied de talus, cette solution nécessite un terrassement à l'amont du mur, peut causer des problèmes de stabilité pendant les travaux.

Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles : (Murs rigides, Murs souples).

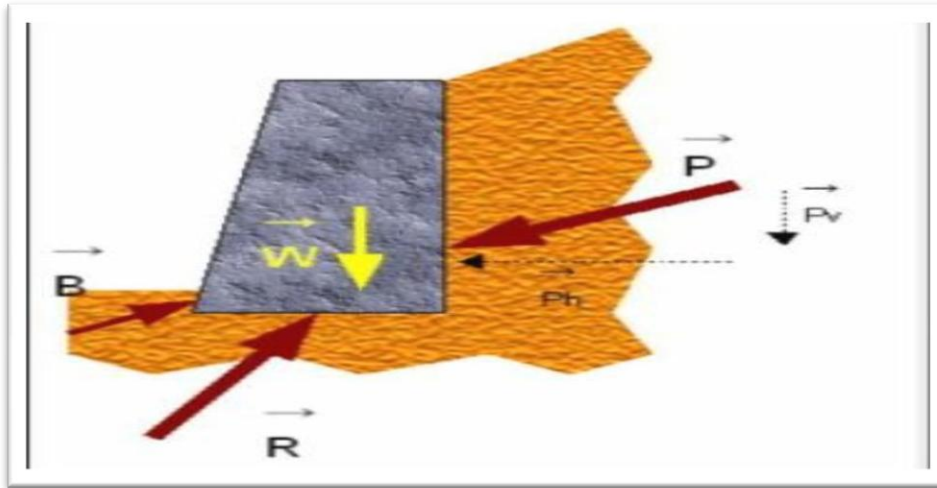


Figure III.13 : mur de soutènement [39]

### III.5.1.1 Ouvrages de soutènements rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec des grandes déformations, en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par les glissements.

L'ouvrage est peut jouer son rôle correctement, s'il est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression). [33]

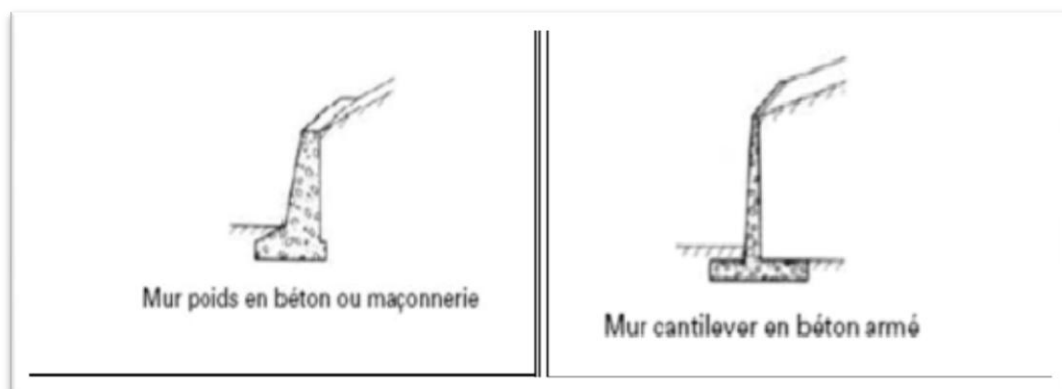


Figure III.14 : Les ouvrages de soutènement rigides[33]

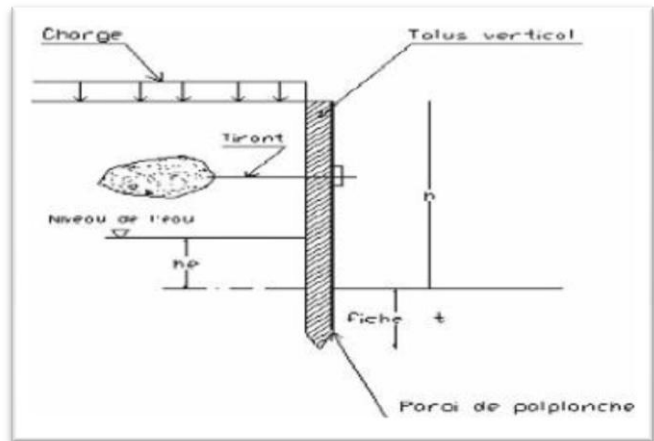
### III.5.1.2 Ouvrages de soutènements souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, des rideaux de palplanches, Pneu sol et Tex sol. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa flexibilité lui permet de le faire sans grand endommagement. [33]



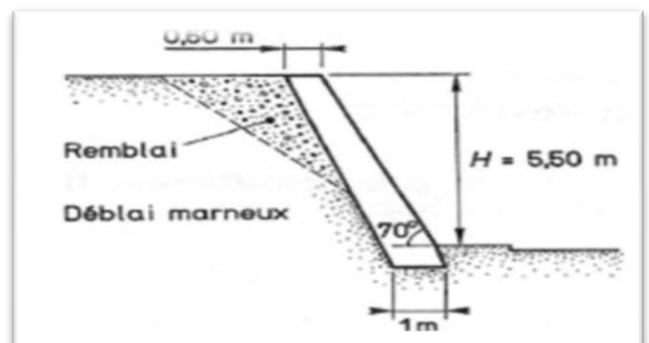
Les gabions



Les rideaux de palplanche



Pneu sol



Tex sol

Figure III.15 : Ouvrages de soutènements souples[33]

### III.5.2 Clouage

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.les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.[40]

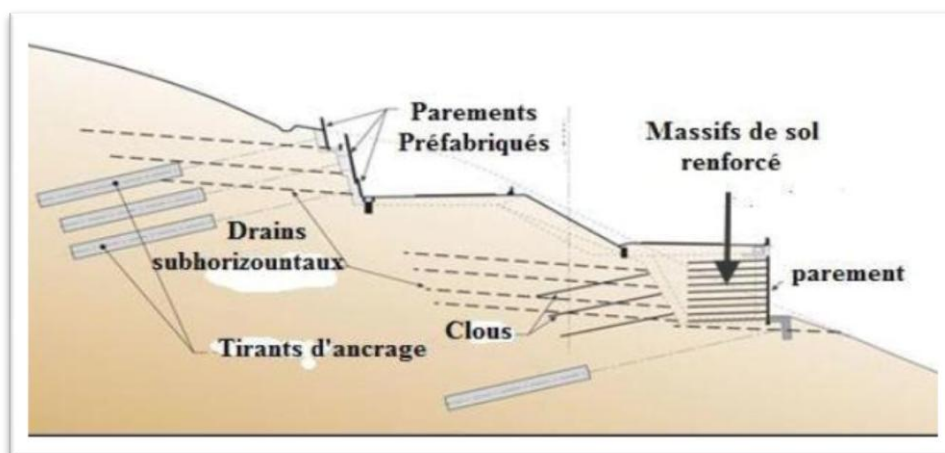


Figure III.16 : Clouage d'un glissement [39]

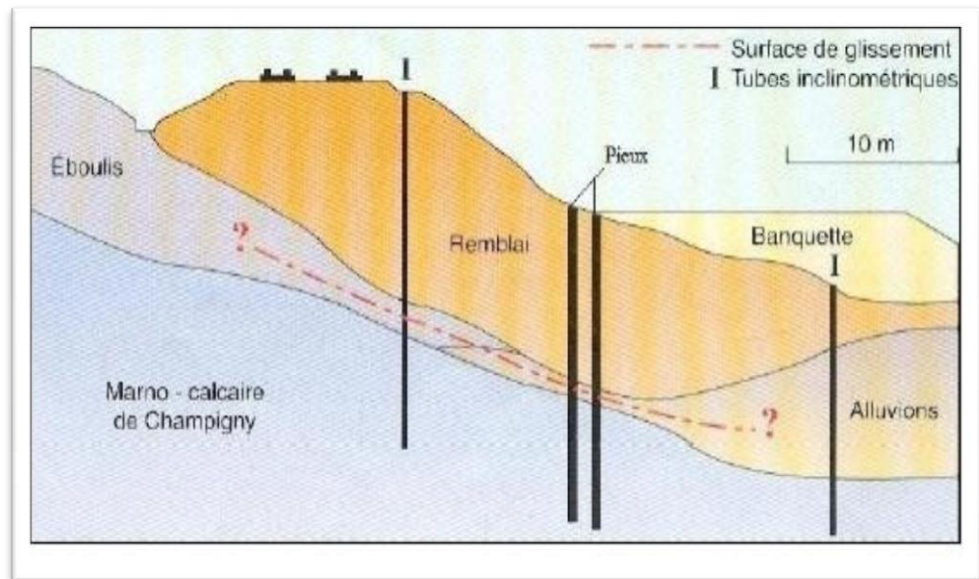
### III.6 pieux

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

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

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable toute on recherchant un gain de sécurité de 10 à 20%. Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu:

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.[41]



**Figure III.17 : Clouage par des pieux [41]**

### **III.7.Conclusion**

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir que le talus est en risque de perdre sa stabilité et par conséquent il est nécessaire de la mise en place d'un dispositif de confortement pour sa stabilisation. Pour des raisons économique on doit aller des solutions les plus simples aux plus complexes toutefois on doit tenir en compte les contraintes de site étudié qu'ils peuvent aussi écartant certaines solutions envisageables et de la faisabilité des travaux de confortement.

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on en maîtrise parfaitement et qui nous permettons de limité les impératifs technico-économique (la facilité d'exécution et le coût de réalisation) et le gain de la sécurité des personnes.

## *Chapitre IV :*

*Présentation du site  
D'étude*

## **IV.1.Introduction :**

Dans tous les projets de constructions, une campagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire et a pour but d'étudier les structures géologiques du sol, hydrogéologiques et morphologique.... etc. sans oublier la détermination des caractéristiques géotechniques nécessaires à l'identification et au dimensionnement.

La présente partie, traite de ces contextes dans le but de préparer le terrain pour la compréhension et la mise en œuvre de solutions fiables à des problèmes complexes d'instabilité mécanique affectant de stabilité du talus surmonté par les 140 logements LPL réalisés en R+4. Cette étude rentre dans le cadre de l'expertise du POS N°02 de Ferdoua . L'étude en question, a été réalisée suite au glissement du talus en déblais dont la ligne de rupture se trouve à proximité de certains blocs (B6 et B7), qui risquent, ainsi de basculer par glissement regressif du terrain

## **,IV.2. Situation du projet**

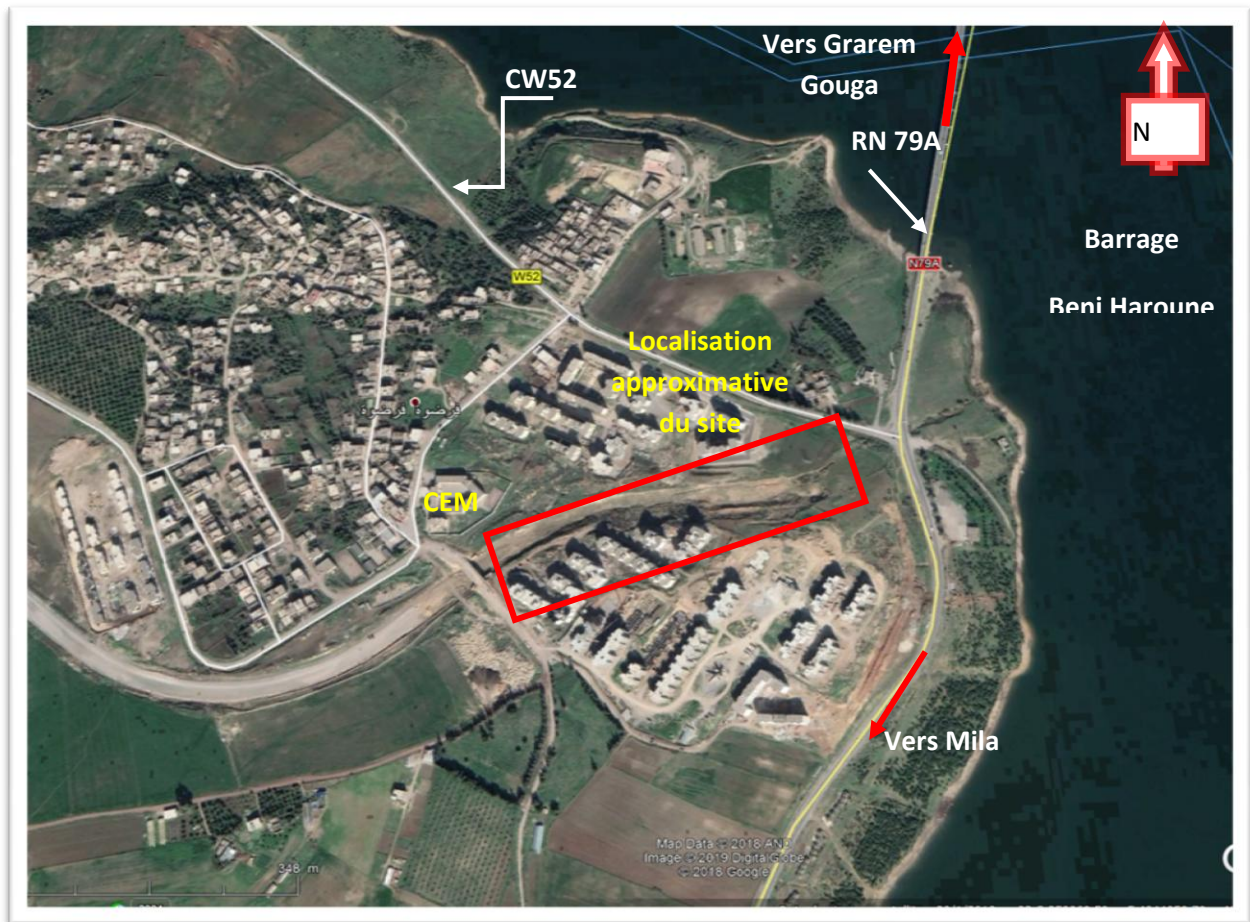
Le POS N°02 est localisée au Sud Est de la commune de Ferdoua, dans la wilaya de Mila, sur la rive droite d'Oued Rhumel.Celui-ci est limité :

- Au Nord par le chemin de wilaya CW52 et les berges du Beni Haroune.
- Au Sud par des terrains agricoles.
- A l'Est par la route nationale RN79A et les berges du Beni Haroune.
- A l'Ouest par des habitations.

Le site faisant objet de cette étude appartient au POS N°02 de Ferdoua. Ce dernier a été entrecoupé par le tracé du contournement Nord de la ville de Mila qui ceinture au nord le site objet de cette étude.

Les coordonnées Lambert approximatives sont les suivantes:

$$\begin{cases} X = 6^{\circ}17'49,13'' \text{ E} \\ Y = 36^{\circ}30'13,05'' \text{ N} \end{cases}$$



**Figure IV .1 :Localisation approximative du site 140 logements POS N°02 Ferdoua, w.de Mila sur une Photos[44]**

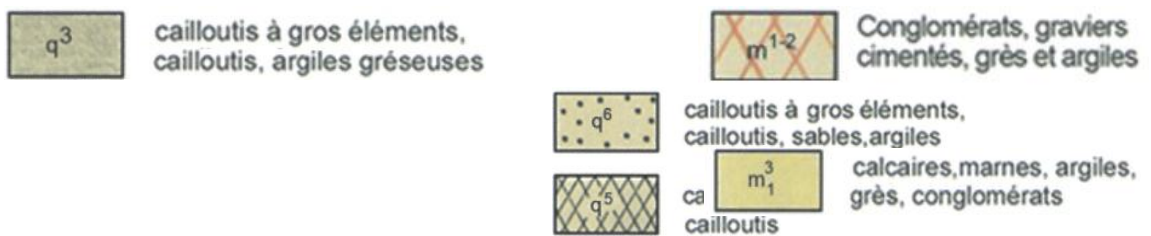
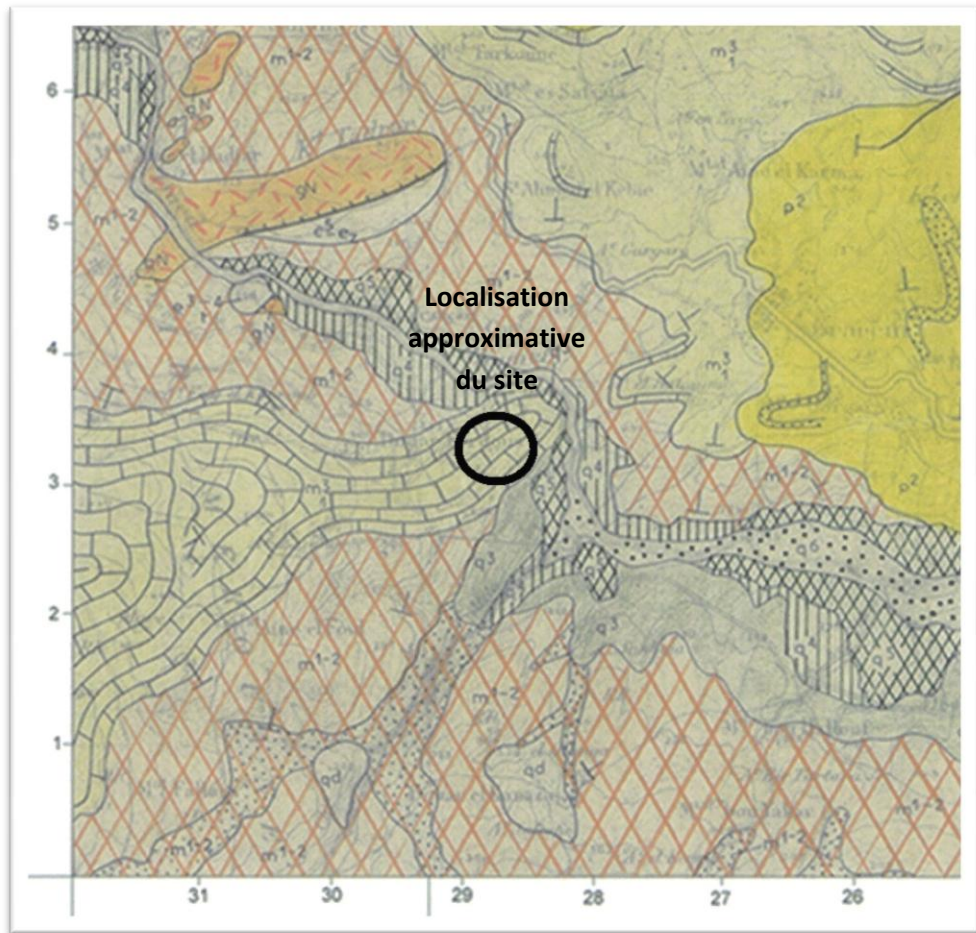
### **IV.3. Contexte géologique et hydrologique**

#### **IV.3.1. Géologie régionale**

D’après la Carte géologique de Sidi DRISS au 1/50 000, feuille N°51, la région à laquelle appartient le terrain d’étude est constitué par des faciès hétérogène d’âge Plio-Quaternaire composés par des:

- Alternances d’argiles plus ou moins schisteuses noires, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes. L’ensemble renferme abondamment du gypse.
- Cailloux à gros éléments cailloutis, argiles gréseuses, sables et argiles.
- Conglomérats et graviers cimentés. [43]:





**Figure IV.2 : Carte géologique de Sidi DRISS a 1/50 000 feuille N°51 ORGM 2009[43]**

### **IV.3.2. Hydrologie régionale**

Le site se situ sur la rive droite d'Oued Rhumel. L'hydrologie du site a subi un changement considérable après la réalisation du barrage de Beni Haroune, situé plus au Nord du site. Il suffit de comparer les deux images Google earth de l'année 2004 et 2018 pour constater le changement considérable du régime hydraulique. [43]



Figure IV .3 :Le site sur images 2018[44]:

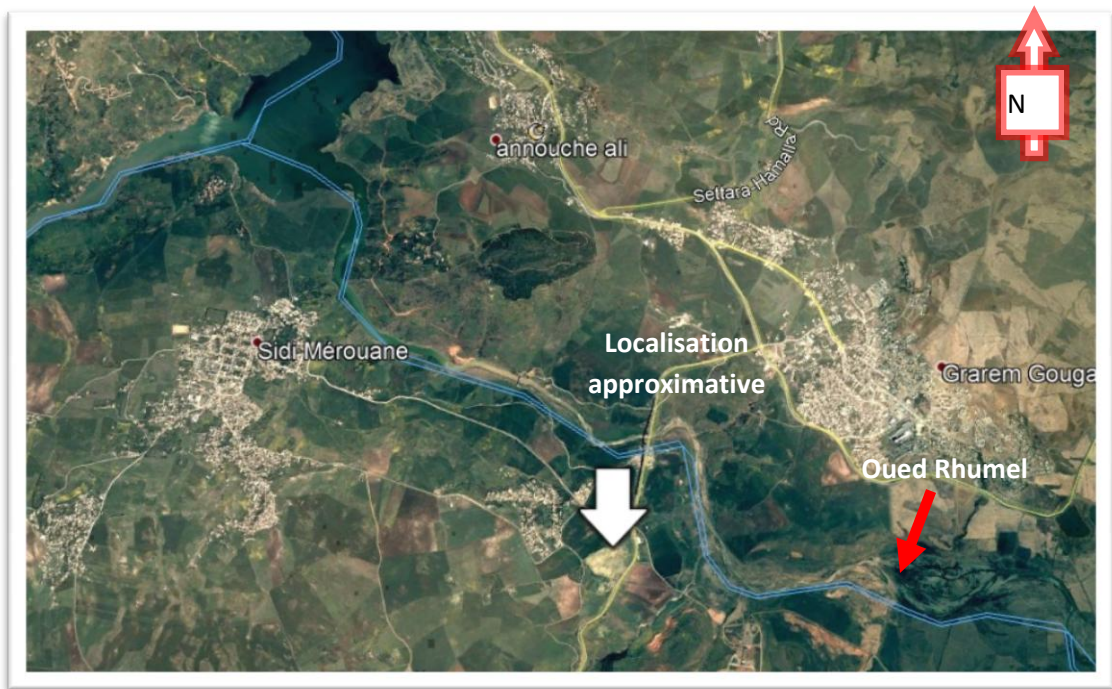


Figure IV.4:Le site sur images 2004[44]

### IV.3.3.Hydrologie locale

- Le site présente un grand bassin de réception des eaux, vu sa localisation en contre bas d'un bassin versant.
- L'écoulement des eaux de surface se fait anarchiquement. Aucun système de drainage superficielle n'existe à travers tout le site.
- Le réseau d'assainissement existant au niveau de la plate forme de la voie projetée n'est pas fonctionnel.
- Des zones de stagnation des eaux ont été enregistrées au pied de la tranchée drainante existante.
- Le site est caractérisé par la présence de plusieurs sources, deux d'entre elles ont été localisées au droit des blocs B1 et A3 ( voir Figure IV.5.6.7 ).
- La troisième source se situe au dessous du bloc B6. L'image satellite "Google Earth" de l'année 2004 nous a permis de localiser cette source (voir Figures ci après). [43]



Figure IV.5.6.7 :Source2 et source 3[43].[44]:

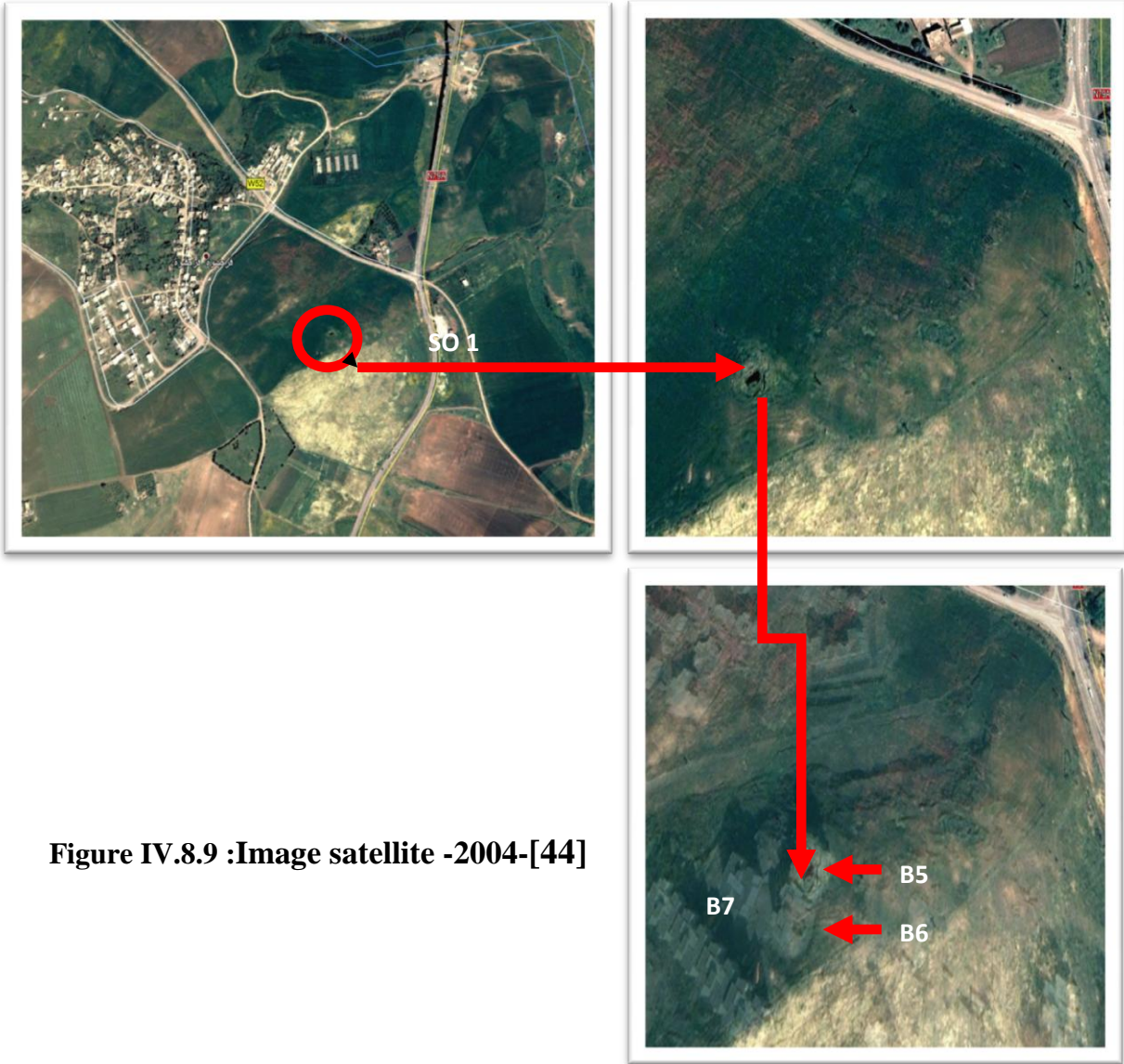
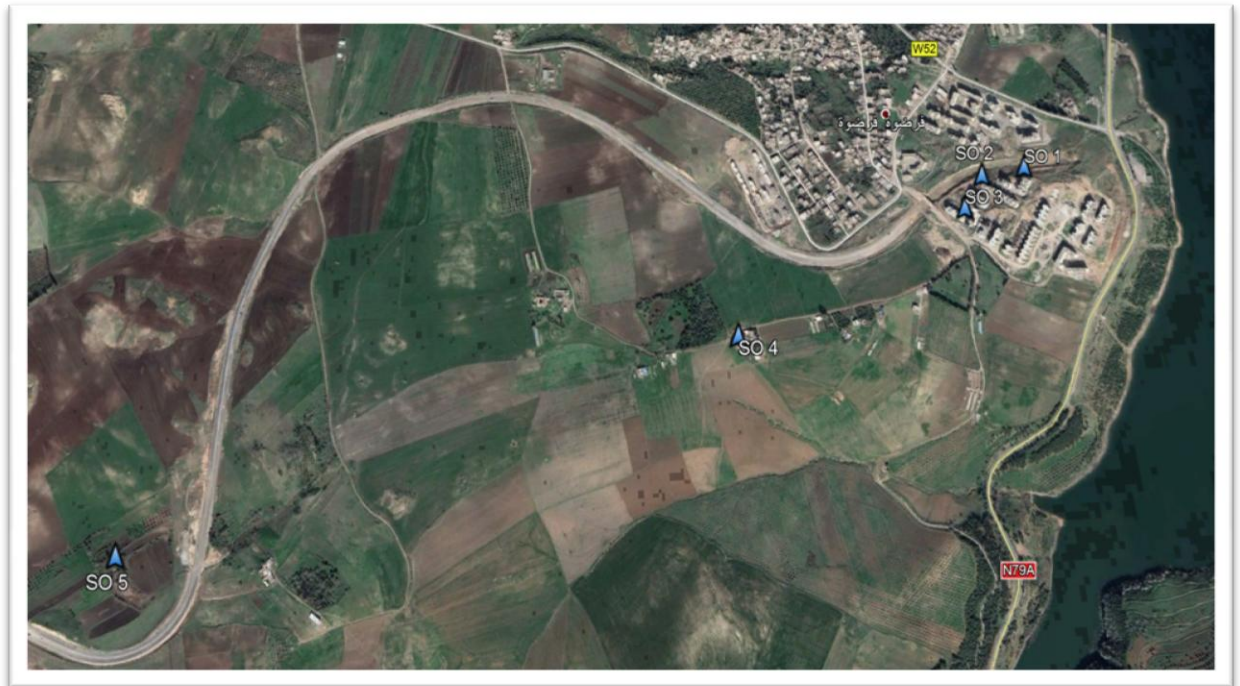


Figure IV.8.9 :Image satellite -2004-[44]

Figure IV.10:Localisation et vue de près de la Source –SO1[44]

- Les sources enregistrées sur le site en question se succèdent sur le même alignement. En considérant la source SO5 qui se situe en amont du contournement Nord de la wilaya de Mila, la source SO4, puis les sources SO3, SO2 et SO1. Ces trois dernières, sont concentrées, particulièrement, au niveau de l'assiette du projet des 140 logements de Ferdoua (voir Figures ci après).

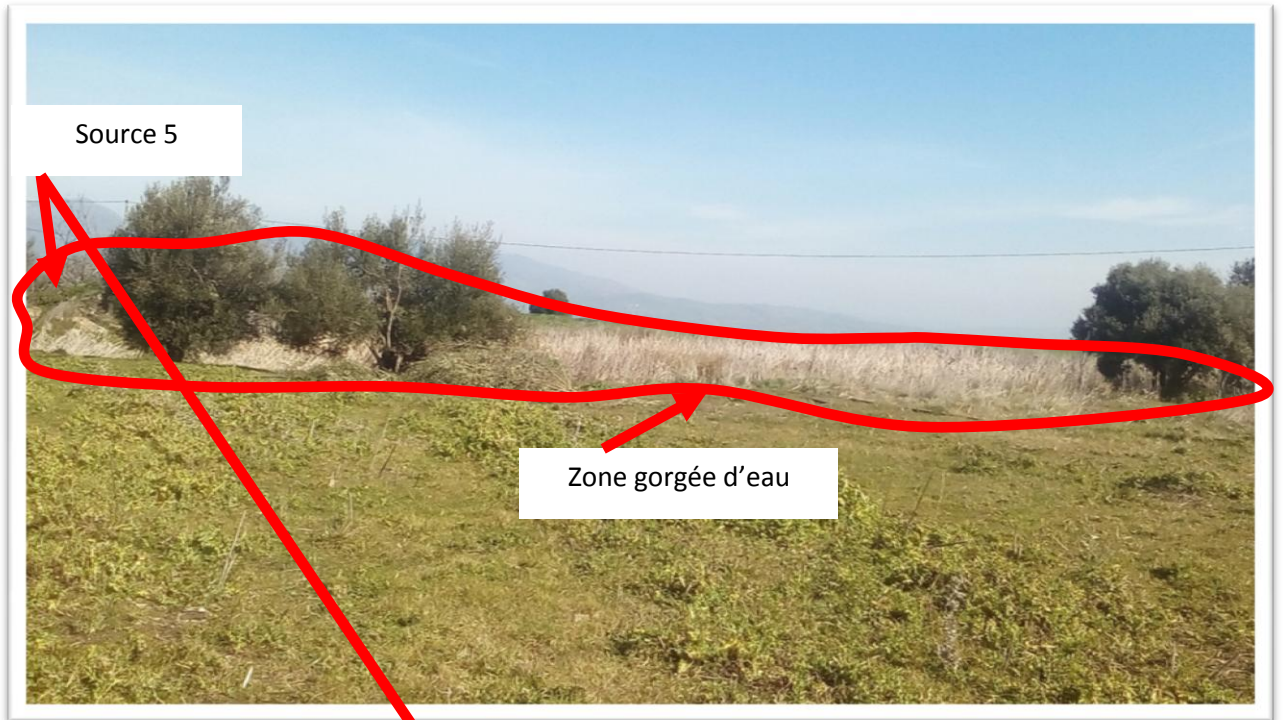


**Figure IV.11 : Localisation approximative des différentes sources sur images 2018[44]:**



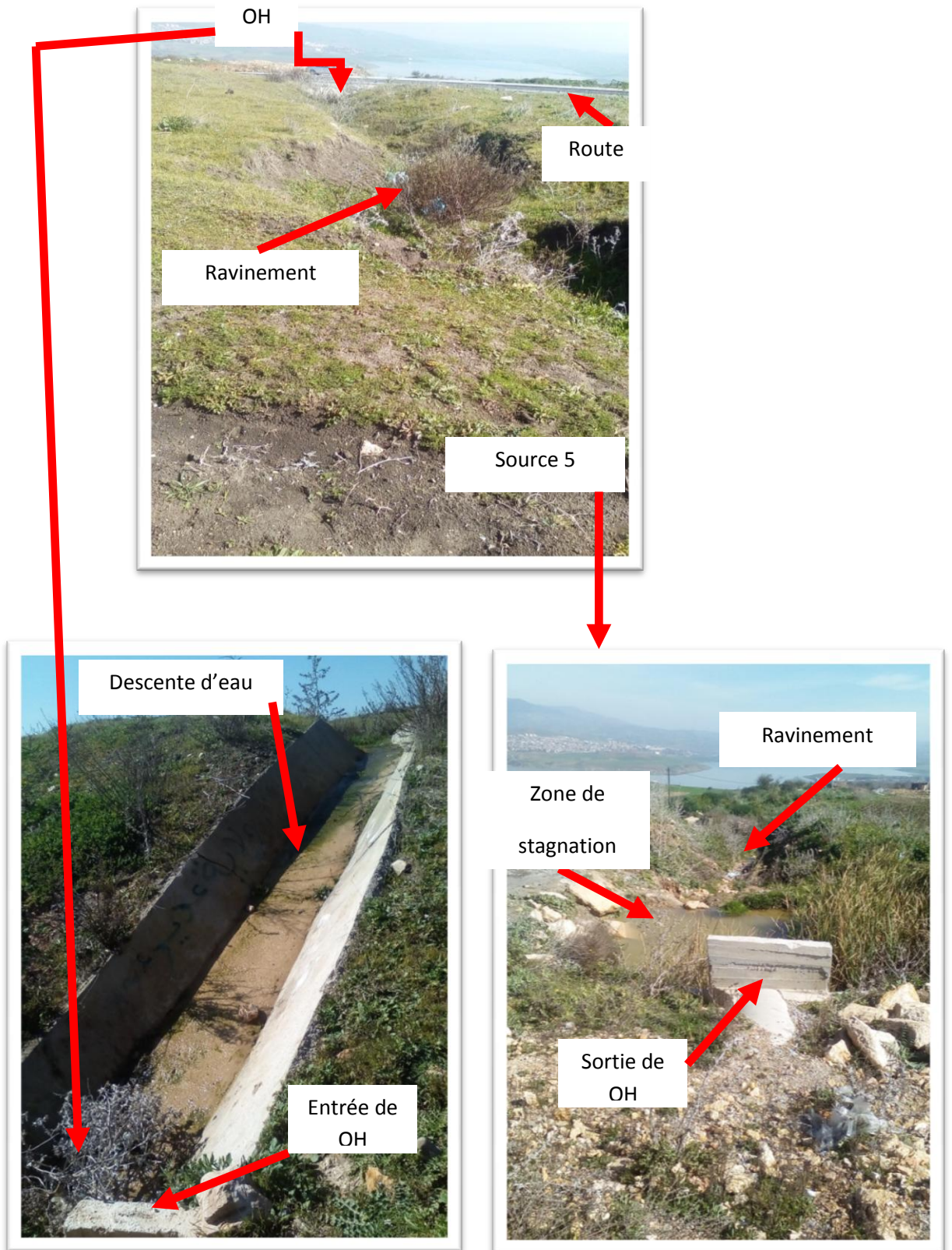
**Figure IV.12 : Localisation et vue de près de la Source -SO4-[44]:**

**DETAIL -A-**



**Figure IV.13.14 : Source 5 et Zone gorgée d'eau[43]:**

**DETAIL -B-**



**Figure IV.15.16.17 : DETAIL -B-[43]**

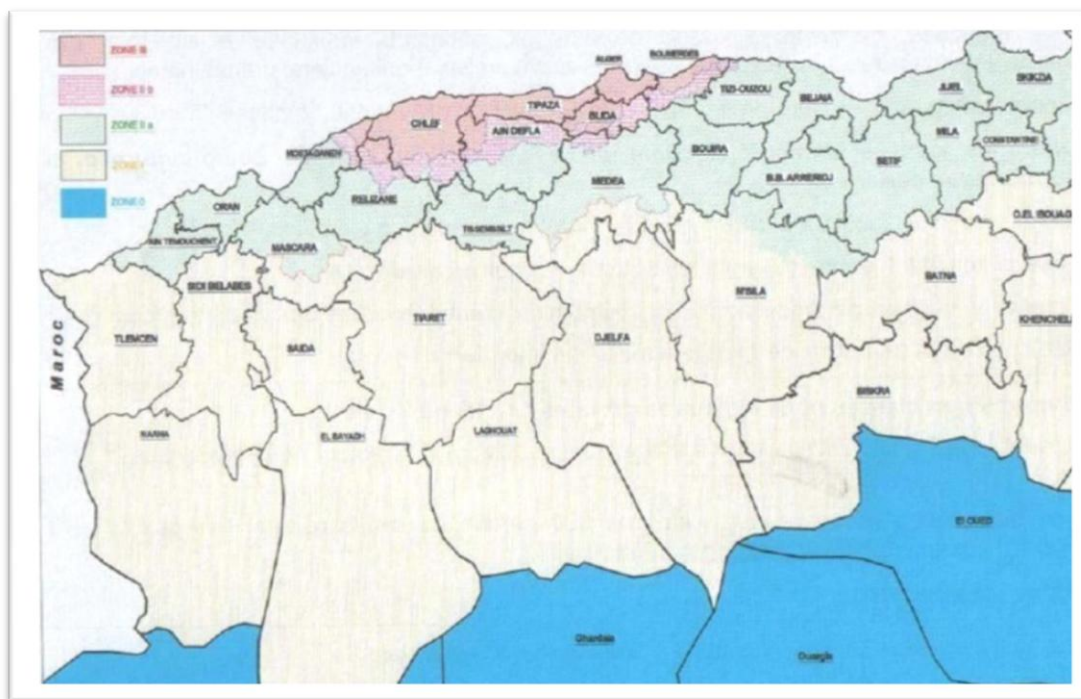
Les eaux provenant de la source se déversent anarchiquement sur le sol. Elles ont créé un cheminement préférentiel de l'écoulement des eaux qui devient sur creusé en contre bas suite au débit important de circulation de ces eaux. Ce point de convergence est surmonté par un ouvrage hydraulique permettant l'accès du contournement nord de la wilaya de Mila.

Le reste des eaux superficielles sont collectées vers une descente d'eau. Celle ci est raccordée avec un ouvrage hydraulique qui traverse la route existante.

Une zone de stagnation des eaux a été localisée à proximité de la sortie de l'ouvrage hydraulique existant.

#### IV 4.La Sismicité de la région

**Séismes :** La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent la plus active sismiquement. L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants tremblements de terre le long de son histoire. À cause de la convergence de la plaque africaine vers l'europpéenne, le bord nord-africain pousse sur la croûte océanique de la Méditerranée dans la dénommée zone de collision, et les séismes sont relativement fréquents, pouvant arriver à être catastrophiques. La carte sismique de l'Algérie suivante montre la distribution des différentes zones sismiques en fonction de l'intensité des tremblements de terre enregistrés.



**Figure IV.18 : Situation de la zone d'étude dans la carte sismique de l'Algérie [43]**



**Tableau IV.1 : Zones de sismicité en Algérie. [43]**

<b>ZONE 0</b>	<b>NÉGLIGEABLE</b>
<b>ZONE I</b>	<b>FAIBLE</b>
<b>ZONE IIA</b>	<b>MOYENNE</b>
<b>ZONE IIB</b>	<b>ÉLEVÉE</b>
<b>ZONE III</b>	<b>TRÈS ÉLEVÉE</b>

**Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone A. [43]**

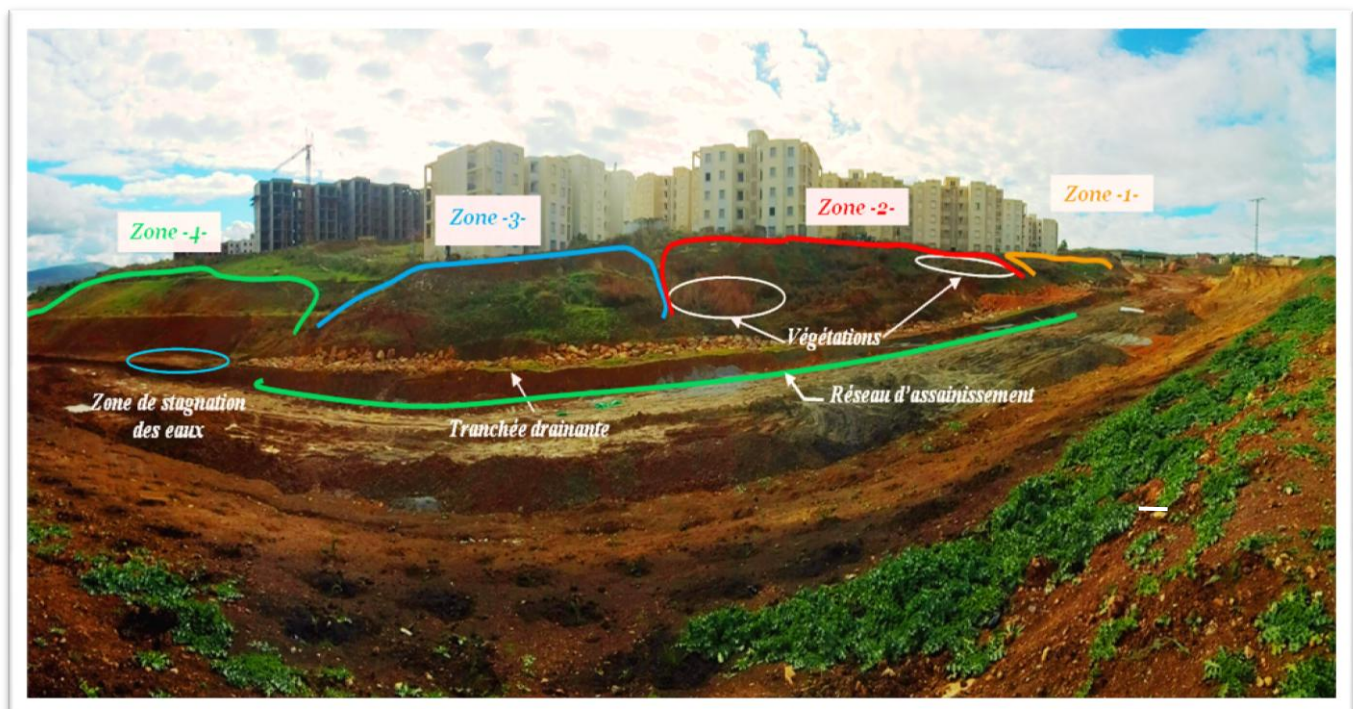
<b>Groupe De pont</b>	<b>Zone sismique</b>			
	<b>I</b>	<b>Ila</b>	<b>Iib</b>	<b>III</b>
<b>1</b>	0.15	0.25	0.30	0.40
<b>2</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>3</b>	0.10	0.15	0.20	0.25

#### **IV.5. Reconnaissance visuelle des lieux**

- ❖ Plusieurs zones de glissement ont affecté le talus en déblais qui s'étend sur un linéaire de 600m.
- ❖ La zone la plus affectée est surmontée par trois files de blocs construits en (R+4) faisant partie des 140 logements réalisés sur le site de Ferdoua.
- ❖ Le glissement regressif risque d'affecter la stabilité des ces blocs situés en tête de talus.
- ❖ L'escarpement métrique (4m par endroit) témoigne de l'importance de la masse de terre en mouvement.
- ❖ Les masses de terres glissées, inclinées vers l'aval, s'étalent et progressent sur une pente de talus relativement accentuée.
- ❖ La circulation à débit important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus, la présence de végétations caractéristiques des zones gorgées d'eau (présence de roseaux, ...) sur le talus lui-même, certains vides sanitaires des blocs construits sont submergés par les eaux. Des résurgences des eaux ont été enregistrées par endroit. Tout ces facteurs confirment la présence des eaux à travers tout le site.

Cet état de fait est consolidé par la présence de plusieurs sources au niveau du site et aux alentours immédiats.

- ❖ Les fissures ouvertes favorisent la pénétration des eaux de surface dans les masses de terre en mouvement.
- ❖ La zone la plus affectée laisse apparaître la présence d'une conduite en PVC, à travers laquelle s'écoulent les eaux à faibles débit dans la masse de terre en mouvement.
- ❖ Aucun système de drainage superficiel n'existe sur site.
- ❖ Le réseau d'assainissement situé au niveau de la plate forme terrassée n'est pas fonctionnel.
- ❖ Plusieurs zones de stagnation des eaux ont été enregistrées au pied de talus [53]

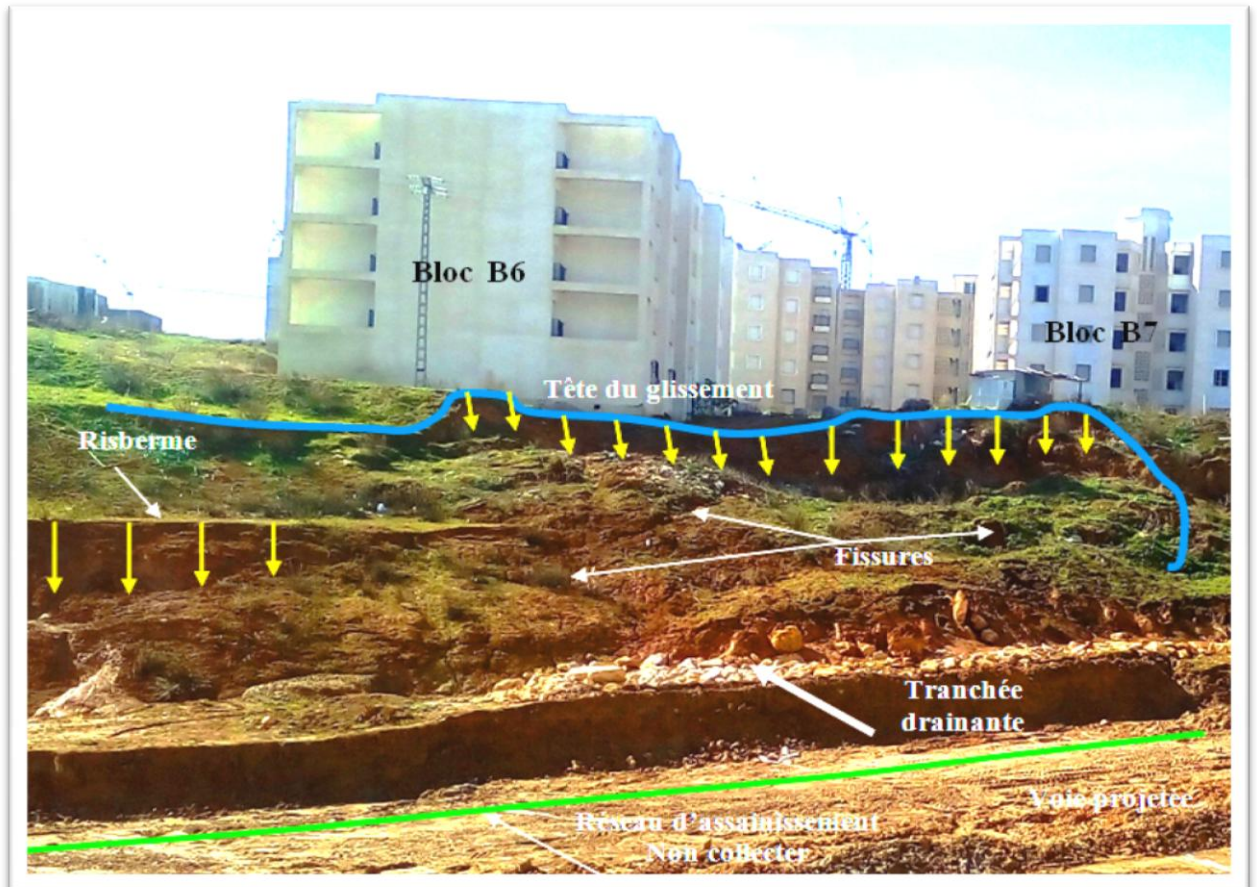


**Figure IV.19: Aperçu global de la zone en mouvement[43]**

✓ **\*/Commentaire**

- ✚ Un glissement régressif affecte le talus en déblais surmonté par les 140 logements.
- ✚ Le talus en déblais sujet au glissement de terrain s'étend sur un linéaire de 600m. parmi les quatre zones en désordres localisées sur ce talus, la zone N°03 est la plus néfaste.

- ✚ Les masses de terres glissées inclinées vers l'aval, s'étalent et progressent sur une pente relativement accentuée.
- ✚ Localisation des zones de stagnation des eaux et des zones gorgées d'eau.



**Figure IV.20 - Aperçu global sur la Zone -3-[43]**

✓ **\*/Commentaire**

- ✚ La rupture assez étendue se manifeste par un escarpement métrique qui atteint les 4m environ, par endroit.
- ✚ Le glissement regressif de cette zone risque de déstabiliser le bloc B6 localisé juste en tête de talus.
- ✚ Un bourrelet de la masse de terre en mouvement a envahie la tranchée drainante.
- ✚ Le réseau de fissures présente des ouvertures bien marquées qui découpent le terrain suivant le sens du mouvement. Ceci témoigne de la mise en traction de toute la zone.
- ✚ Le réseau d'assainissement localisé au niveau de la plate forme de la route est submergé d'eau

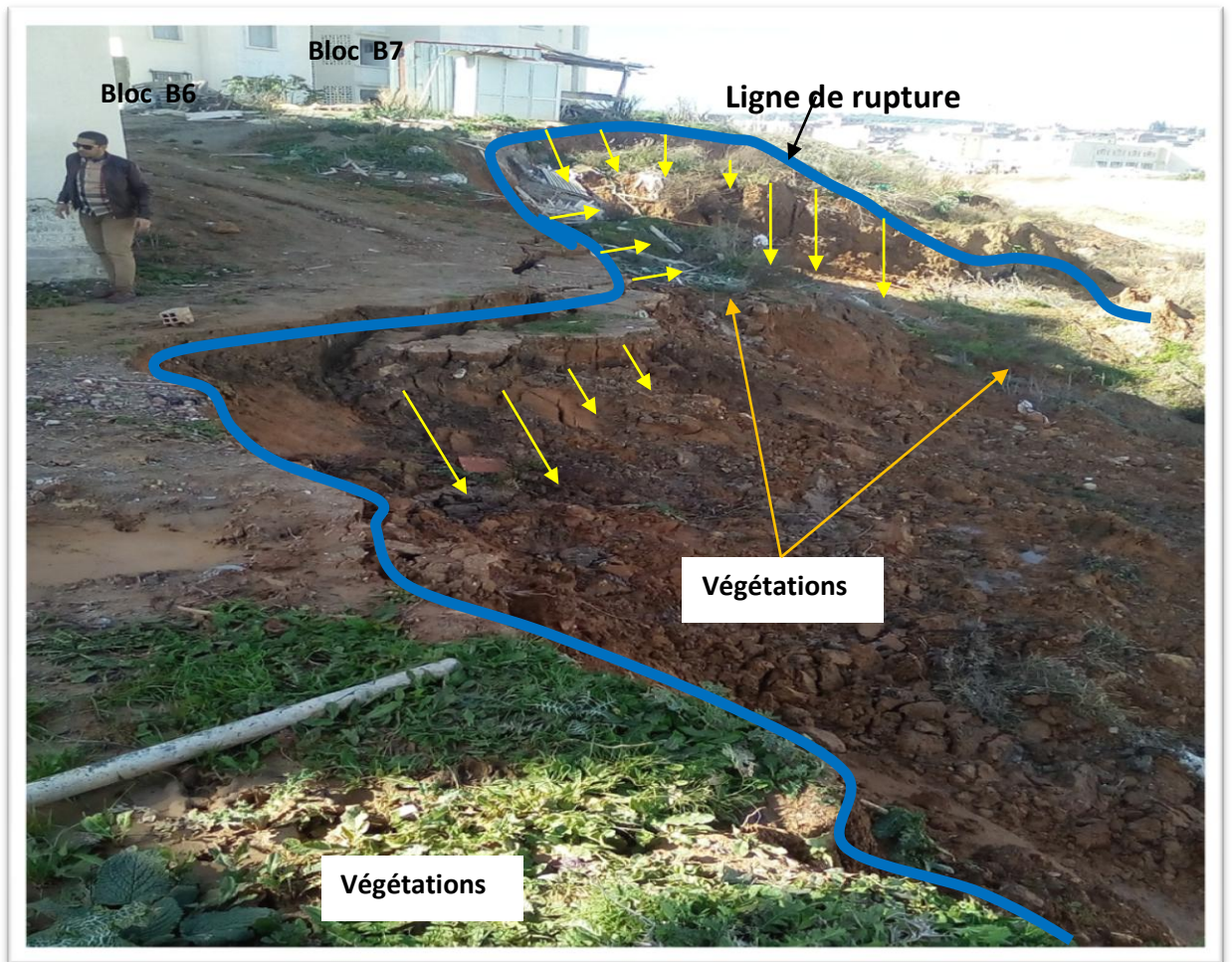


Figure IV .21:Vue de près Zone -3-[43]:

\*/Commentaire

- ✚ La ligne de rupture principale limite la zone d'effondrement.
- ✚ La masse de terre en mouvement est complètement décompressées.
- ✚ Présence de végétations caractéristiques des zones gorgées d'eau.



Figure IV :22.23:Aperçu sur les zones de stagnation des eaux Zone-3-[43]



**Figure IV.24: Aperçu sur le réseau d'assainissement existant au niveau de la plate terrassée[43]**



**Figure IV.25: Aperçu un vide sanitaire bloc B7 [43]**

✓ **\*/Commentaire**

- ✚ Les écoulements, en surface, se font anarchiquement à travers tout le site.
- ✚ La circulation à débit important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus.

Des zones de stagnation des eaux situées au pied et à proximité de la tranchée drainante.

- ✚ Le système d'assainissement existant au niveau de la plate forme de la route n'est pas fonctionnel.

Les vides sanitaires de certains blocs sont pratiquement submergés.

## **IV.6.Organisation de la reconnaissance géotechnique**

### **IV.6.1.In situ**

- Quatre (04) sondages carottés, implantés en tête de talus, de profondeur variant entre 25m et 35m, dont trois d'entre eux ont été équipés, chacun, par un tube inclinométrique et l'autre sondage a été équipé par un tube piézométrique.
- Quatre (04) sondages carottés, implantés en pied de talus, de 10m de profondeur chacun, équipés tous par des tubes piézométriques.
- Quatre (04) sondages pressiométriques, implantés en tête de talus, de profondeur variant entre 25m et 35m, dont trois d'entre eux ont été équipés, chacun, par un tube piézométrique.

Les essais pressiométriques ont été effectués chaque 1m.

- Une prospection géophysique à travers quatre (04) sondages électriques verticaux.
- La reconnaissance par sondages carottés a pour but de :
  - ✚ Déterminer la nature du sous sol, d'établir des profils géologiques.
  - ✚ Prélever des échantillons paraffinés pour la réalisation des essais en laboratoire (physiques, chimiques et mécaniques).
  - ✚ Les inclinomètres ont été installés afin de détecter la localisation de la ligne de rupture, de suivre le sens du déplacement et son ampleur en fonction du temps. les résultats ne peuvent être exploités qu'après plusieurs mesures.
  - ✚ Détecter le niveau des fluctuations des eaux par mesures piézométriques.
  - ✚ Vérifier la stabilité du talus.
- La reconnaissance par sondages pressiométriques a pour but de :
  - ✚ Apprécier à travers les caractéristiques mécaniques in situ déduites, le niveau probable de couches de moindre résistance et celui du substratum.
  - ✚ Détecter le niveau des fluctuations des eaux par mesures piézométriques.
- L'investigation géophysique par sondages électriques verticaux permet de mesurer la résistivité du sol par envoi d'un courant électrique continu ou alternatif.

**Tableau IV.3 : récapitulatif Type d'investigation[43]**

SC  SP	Type d'investigation		Profondeur (m)	Equipement	Coordonnées	
					X	Y
<b>SCI 1 – SP 1</b>	SC : Sondage carotté  SP : Sondage pressiométrique		25	Inclinomètre et Piézomètre	257831	404323
<b>SCI 2 – SP 2</b>			30		257896	4043240
<b>SCI 3 – SP 3</b>			25		257975	4043240
<b>SC 4</b>			10	257969	4043269	
<b>SC 5</b>			10	257908	4043274	
<b>SC 6</b>			10	257818	4043252	
<b>SC 7 – SP 4</b>			35	258063	4043209	
<b>SC 8</b>			10	258050	4043275	
<b>Prospection géophysique</b>	Sondages électriques verticaux	SEV1	4.84	/	257831	4043232
		SEV2	7.50	/	257902	4043240
		SEV3	8.94	/	257975	4043240
		SEV4	5.34	/	258011	4043235



**Figure IV.26: Plan d'implantation de l'investigation géotechnique In situ [44]**

## IV.6.2. En laboratoire

Les échantillons paraffinés extraits des sondages carottés ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés tous selon les normes en vigueur au LTPE

### a. Essais physiques

- ❖ Teneurs en eau naturelle (NF P 94. 050)
- ❖ Analyses granulométriques (NF 94.056)
- ❖ Analyses granulométriques des sols fins par sédimentométrie (NF 94.057)
- ❖ Densités sèches et humides (NF P 94. 053)
- ❖ Limites d'Atterberg (NF P 94. 051)
- ❖ Analyses chimiques sommaires du sol (NF P 94. 048).
- ❖ Analyses chimiques des eaux.
  - Sulfates (NF T 90. 009).
  - PH de sol (NF T 90. 008).
  - Chlôrures.

### b. Essais mécaniques

- ❖ Essais de cisaillement au triaxial de type UU (NF P 94. 070), afin de déterminer :
  - ◆ La cohésion apparente :  $C_u$  (bars).
  - ◆ L'angle de frottement interne :  $\phi_u$  (°).

- ❖ Essais de cisaillement à la boîte de casagrande de type CD (**NF P 94. 071**), afin de déterminer:
  - ◆ La cohésion effective:  $C'$  (bars).
  - ◆ L'angle de frottement effectif :  $\varphi'$  (°).
- ❖ Essais de Compressibilité à l'Oedomètre (**NF P 94. 090-1**), afin de déterminer :
  - ◆ Le coefficient de compressibilité ( $C_c$ ),
  - ◆ Le coefficient de gonflement ( $C_g$ ),
  - ◆ La pression de consolidation ( $P_c$ ).
- ❖ Gonflement libre à l'Oedomètre , afin de déterminer :
  - ◆ La pression de gonflement ( $P_g$ ).

## IV.7. Résultats de la reconnaissance géotechnique

### IV.7.1. In situ

#### ✓ a/ Sondages carottés

#### a-1/ Description lithologique des sondages carottés

Les coupes lithologiques des sondages carottés, ont révélé la présence des formations géologiques suivantes :

**Tableau IV.4 : Description lithologique des sondages carottés[43]**

SC N°	Profondeur (m)	Lithologie
SCI 3	0.00 – 5.10	Remblai composé par des argiles brunâtres à rougeâtres.
	5.10 – 12.40	Argile marneuse rougeâtre à brunâtre, limoneuse, peu sableuse, avec la présence des passages compacts.
	12.40 – 13.65	Marne argileuse verdâtre limoneuse sableuse.
	13.65 – 16.00	Argile marneuse brunâtre à verdâtre, limoneuse, peu sableuse.
	16.00 – 22.00	Marne argileuse brunâtre à rougeâtre limoneuse, peu sableuse.
	22.00 – 25.00	Argile grisâtre à rougeâtre, peu limoneuse, peu sableuse, compacte entre (23.00-25.00)m.
SC 4	0.00 – 3.20	Argile marneuse brunâtre à verdâtre, limoneuse, peu sableuse.
	3.20 – 8.75	Argile marneuse brunâtre à rougeâtre, limoneuse, peu sableuse, avec la présence d'un passage ferme entre (8.00-8.25)m.
	8.75 – 10.00	Argile grisâtre, ferme à compacte.



Les coupes lithologiques établies à partir des sondages carottés réalisés, montrent que le sol étudié est **hétérogène**.

Le sous-sol est constitué de quatre (04) formations prédominantes, intercalaires par endroit, à savoir:

- remblai
- Marne argileuse.
- Argile marneuse.
- Argile grise.

### a-2/ Profils géologiques

Les coupes lithologiques ont été réalisées à partir des points de sondages carottés réalisés sur site, selon le plan ci-dessous.

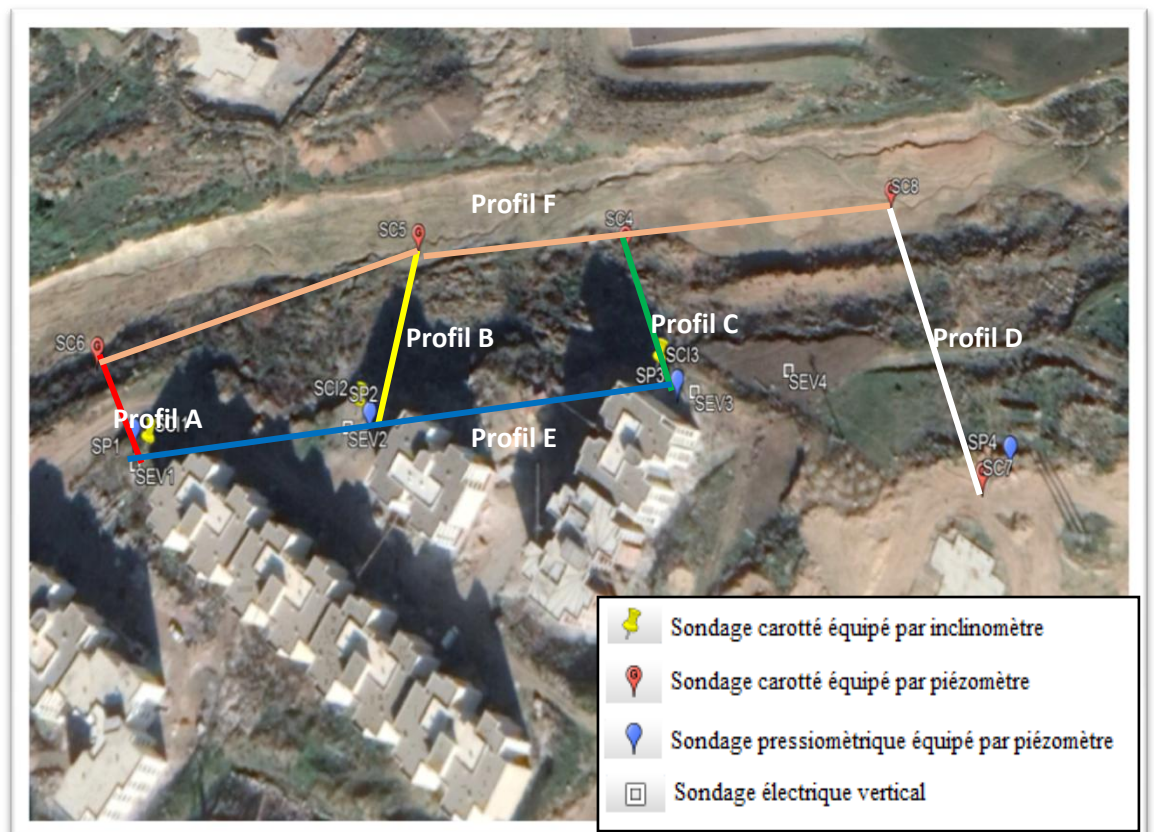


Figure IV.27: Identification des profils géologiques [44]

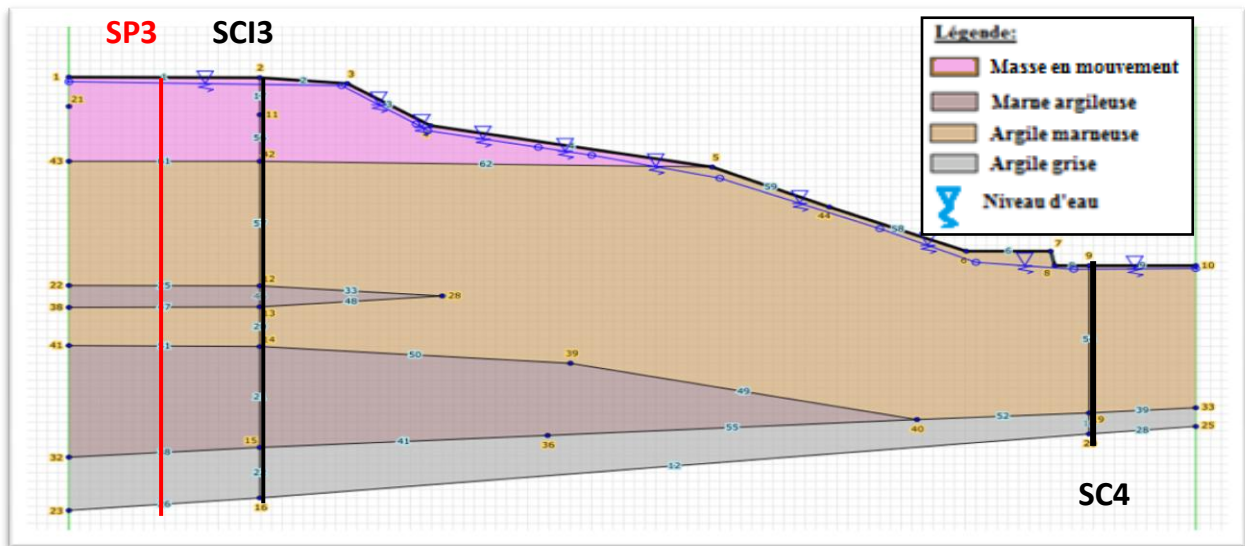


Figure IV.28: Profil-C-

### a-3/ Mesures inclinométriques

✓ Dans le cadre de la prévention du cadre bâti existant, des mesures de surveillance du mouvement de terrain ont été prises en charge à travers l'instrumentation du site par trois (03) inclinomètres. Leur emplacement et leur orientation sont représentées sur le plan joint ci après.



Figure IV.29 Plan d'implantation des sondages carottés équipés par des inclinomètres avec les orientations correspondantes des directions de mesures [44]

L'examen des graphiques obtenus à partir des mesures inclinométriques réalisées durant la période comprise entre le **08.01.2019** et le **11.03.2019**, suivant les deux directions (A-A+) et (B-B+), ont mis en évidence :

✓ **Au droit de SCI 3:**

**\*/ Selon la direction (A-A+):**

Une légère déformation du tube inclinométrique a été enregistrée durant la période comprise entre le **08.01.2019** et le **11.04.2019** .

**\*/ Selon la direction (B-B+):**

Une déformation du tube inclinométrique a été enregistrée durant la période comprise entre le **31.01.2019** et le **12.03.2019**. Le déplacement maximal en tête du tube est d'environ **1.00cm sur une durée de 40 jours**. Ces mesures **ont été prises durant des périodes pluviales**.

Le déplacement maximal en tête du tube a diminué durant la période comprise entre le **12.03.2019** et le **27/03/2019**. Il est de l'ordre de **0.50cm sur une durée de 15 jours**. Cette mesure a été prise durant une période sèche.

Aucun déplacement significatif n'a été enregistré à travers la dernière mesure effectuée le **11/04/2019**.

## **b/ Sondages pressiométriques**

L'essai pressiométrique est essentiellement un essai de chargement in situ, effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage.

L'analyse de chacun des diagrammes de chargement (effort – déformation) permet de déterminer les caractéristiques pressiométriques suivantes :

- Module pressiométrique (**E**) définissant le comportement élastique du sol.
- Pression limite nette (**PL\***) définissant la résistance du sol à la rupture
- La pression de fluage (**PF**) définissant la limite entre la phase élastique et la phase Plastique.
- Le rapport du module pressiométrique à la pression limite **E/PL**

**Tableau IV.5 :résultantes (E) ,(PL\*),(PF), E/PL. [43]**

Profondeur (m)	SP 03					
	E (bar)	PL (bar)	PL* (bar)	PF (bar)	PF* (bar)	E/PL
<b>01</b>	101.6	2.80	2.80	1.80	1.80	36.29
<b>02</b>	120.2	6.10	5.90	3.40	3.40	19.70
<b>03</b>	87.6	8.10	7.80	3.20	3.20	10.81
<b>04</b>	204.9	8.50	8.20	2.90	2.90	24.11
<b>05</b>	193.8	10.60	10.20	3.80	3.80	18.28
<b>06</b>	258.8	12.30	11.80	3.80	3.80	21.04
<b>07</b>	272.3	14.60	13.90	3.60	3.60	18.65
<b>08</b>	348.6	14.90	14.20	5.00	5.00	23.40
<b>09</b>	293.8	18.90	18.10	6.50	6.50	15.54
<b>10</b>	404.9	19.20	18.30	6.50	6.50	21.09
<b>11</b>	444.3	20.10	19.10	8.00	8.00	22.10
<b>12</b>	325.5	23.30	22.20	6.30	6.30	13.97
<b>13</b>	394.5	23.40	22.20	6.60	6.60	16.86
<b>14</b>	362.0	24.80	23.50	6.80	6.80	14.60
<b>15</b>	344.4	26.20	24.90	14.10	14.10	13.15
<b>16</b>	482.2	26.70	25.20	4.10	14.10	18.06
<b>17</b>	444.3	28.50	26.90	11.80	11.80	15.59
<b>18</b>	320.9	30.60	29.00	14.30	14.30	10.49
<b>19</b>	409.8	32.50	30.80	15.80	15.80	12.61
<b>20</b>	310.0	32.70	30.90	16.00	16.00	9.48
<b>21</b>	436.6	33.60	31.70	15.70	15.70	12.99
<b>22</b>	338.4	33.80	31.80	15.40	15.40	10.01
<b>23</b>	553.7	39.70	37.60	21.30	21.30	13.95
<b>24</b>	478.6	40.80	38.60	21.20	21.20	11.73
<b>25</b>	504.4	45.00	42.80	20.10	20.10	11.21

### **\*/Commentaire**

Les essais pressiométriques, réalisés sur site, ont mis en évidence des valeurs de modules de déformation (E) et de pressions limites nettes (PL\*) faibles en surface et moyennes à élevées à relativement très élevés en profondeur (fin de sondage). Cependant, les valeurs obtenues augmentent progressivement en profondeur.

La variation en profondeur fait ressortir quatre horizons, à savoir:

**Horizon N°01:** caractérisé par des pressions limites et des modules de déformation faibles, entre 1m et 2m de profondeur, au droit de tout les sondages, avec :

$$\begin{aligned} * 56.9 \leq E \text{ (bars)} \leq 206.70 & \quad * \text{Emoy (bars)} = 108.10 \\ * 2.20 \leq PL^* \text{ (bars)} \leq 6.70 & \quad * PL^* \text{ moy (bars)} = 4.46 \end{aligned}$$

**Horizon N°02:** caractérisé par des pressions limites et des modules de déformation moyennes, entre (7m, 9m, 8m) de profondeur, respectivement, au droit des sondages , (SP3) et au droit de SP4, avec :

$$\begin{aligned} * 125.60 \leq E \text{ (bars)} \leq 393.30 & \quad * \text{Emoy (bars)} = 228.56 \\ * 7.00 \leq PL^* \text{ (bars)} \leq 15.60 & \quad * PL^* \text{ moy (bars)} = 10.56 \end{aligned}$$

**Horizon N°03:** caractérisé par des pressions limites et des modules de déformation assez élevés à élevés, entre (8m, 10m, 9m, 4m) et (20m, 19m, 18m, 29m) de profondeur, respectivement, au droit des sondages (SP1), (SP2), (SP3) et (SP4), avec :

$$\begin{aligned} * 244.20 \leq E \text{ (bars)} \leq 844.20 & \quad * \text{Emoy (bars)} = 413.50 \\ * 17.50 \leq PL^* \text{ (bars)} \leq 32.70 & \quad * PL^* \text{ moy (bars)} = 25.17 \end{aligned}$$

**Horizon N°04:** caractérisé par des pressions limites et des modules de déformation très élevés, entre (21m, 20m, 19m, 30m) et (25m, 30m, 25m, 35m) de profondeur, respectivement, au droit des sondages , (SP3) et (SP4), avec :

$$\begin{aligned} * 471.70 \leq E \text{ (bars)} \leq 3876.40 & \quad * \text{Emoy (bars)} = 943.36 \\ * 30.50 \leq PL^* \text{ (bars)} \leq 49.20 & \quad * PL^* \text{ moy (bars)} = 39.48 \text{ [53]} \end{aligned}$$

### **c/ Mesures piézométriques**

Les mesures piézométriques effectuées sur site durant la période comprise entre le 02/01/2018 et le 27/03/2019, ont indiqué un niveau d'eau variant globalement entre (-0.20m) et (-4.40m) :

- \* Entre 0.20m et 0.40m au droit du sondage SP01.
- \* Entre 3.50m et 4.40m au droit du sondage SP02.
- \* Entre 0.60m et 0.90m au droit du sondage SP03.
- \* Entre 0.25m et 0.60m au droit du sondage SC04.

\* Entre 0.50m et 2.25m au droit du sondage SC05.

\* Entre 0.20m et 0.40m au droit du sondage SC06.

Une seule mesure a été effectuée au droit des sondages carottés SC07 et SC08. Le niveau d'eau enregistré est respectivement égal à 16.50m et 1.40m.

D'autres mesures seront effectuées ultérieurement.

**Tableau IV . 6 : Récapitulatif Mesures piézométriques[43]**

Dates	Niveau d'eau								Observations
	Tête de talus				Pied de talus				
	SP 1	SP 2	SP 3	SC 7	SC 4	SC 5	SC 6	SC 8	
<b>02/01/2019</b>	n cours de réalisation			/	0.60	2.25	/	/	Période sèche
<b>15/01/2019</b>	0.20	En cours de réalisation		/	Endommagé suite au travaux de terrassement de la plate forme de la route	/	0.40	/	
<b>05/02/2019</b>	0.25	4.40	0.90	En cours de réalisation	Terrain inaccessible (Intempérie)			/	Période pluviale
<b>10/02/2019</b>	0.25	4.00	0.70		0.40	0.65	0.25	/	
<b>19/02/2019</b>	0.40	3.80	0.60		0.35	1.00	0.20	/	
<b>27/03/2019</b>	0.30	3.50	0.60	16.50	0.25	0.50	0.25	1.40	

## **d/ Prospection géophysique par sondages électriques verticaux**

### **d.1/ Principe de la méthode**

Les méthodes électriques sont fondées sur l'étude de la distribution du potentiel électrique dans le sol. Parmi ces méthodes on distingue la méthode de résistivité qui consiste à mesurer la résistivité du sol par envoi, dans celui-ci, d'un courant électrique continu ou alternatif.

..... La résistivité d'un sol est fonction de sa teneur en eau et de la minéralisation de cette eau (sauf pour les sols argileux au sens granulométrique du terme ( $< 2\mu$ ), la nature de la matrice solide est prise en compte). [43]

## d.2/ Résultat de l'investigation et interprétation

Tableau IV .7.8 : Les résultats des l'investigation et interprétation[43]

Profondeur (m)	Résistivité ( $\Omega$ m)	Observation
<b>SEV 3</b>		
0.00/6.18	10.2	ARGILE MOUILLEE
6.18/8.94	3.35	COUCHE SATUREE EN EAU SAUMATRE
>8.94	8.37	ARGILE MOUILLEE

Profondeur (m)	Résistivité ( $\Omega$ m)	Observation
<b>SEV 4</b>		
0.00/3.59	8.92	ARGILE/ MARNE MOUILLEE
3.59/5.34	2.84	COUCHE SATUREE EN EAU SAUMATRE
>5.34	8.36	ARGILE MOUILLEE

- Les sondages électriques verticaux réalisés donnent, Au droit des SEV3 et SEV4, il a été enregistré des valeurs de très faible résistivité (2.84 à 3.35ohm.m) enregistrées, respectivement, entre (6.18-8.94)m et entre (3.59-5.34)m de profondeur. Ces valeurs correspondent à des formations très humide.

### IV.7.2.En laboratoire

Sur les échantillons paraffinés et remaniés prélevés au droit des sondages carottés, des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques du sous sol.

a- Essais physiques

a- 1/ Identification

Tableau IV.9 : Les résultats d'Identification[43]

Sondage N°	Profondeur (m)	Identification				Limites d'Atterberg			
		$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	W (%)	Sr (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Ic
SCI 3	1.60 – 2.00	1.70	2.04	20.30	95.48	57.98	28.89	29.09	1.29
	3.45 – 4.00	1.39	1.82	31.35	91.50	67.59	33.73	33.85	1.07
	7.20 – 7.80	1.73	2.07	19.72	97.81	/	/	/	/
	13.00 – 13.50	/	/	/	/	36.08	17.60	18.47	/
	15.10 – 15.60	1.70	2.02	19.29	90.58	59.07	30.05	29.02	1.37
	19.30 – 20.00	1.71	2.03	18.67	89.51	63.95	32.51	31.44	1.44
	23.45 – 24.00	1.57	1.96	24.83	95.52	88.72	44.33	44.39	1.44
SC 4	2.00 – 2.60	1.57	1.92	22.82	87.97	58.56	28.78	29.78	1.20
	5.00 – 5.30	1.54	1.93	25.59	94.11	68.16	35.16	33.00	1.29
	6.20 – 6.65	1.63	1.99	22.11	93.32	/	/	/	/

Sondage N°	Profondeur (m)	Granulo-métrie						Classification Casagrande
		% Gravier	% Gros Sable	% Sable fin	% Limon	% Argile	% <80 $\mu$	
SCI 3	1.60 – 2.00	02	03	13	26	54	93	At
	3.45 – 4.00	/	/	12	29	59	100	At
	7.20 – 7.80	/	/	/	/	/	/	/
	13.00 – 13.50	/	03	31	22	44	89	Ap
	15.10 – 15.60	/	/	8	29	63	100	At
	19.30 – 20.00	/	/	18	23	59	100	At
	23.45 – 24.00	/	/	10	14	76	100	Lt
SC 4	2.00 – 2.60	/	/	08	30	62	100	At
	5.00 – 5.30	/	/	04	20	76	100	At

Légende

$\gamma_h$  : densité humide

$\gamma_d$  : densité sèche

Wn : teneur en eau naturelle

Sr : degré de saturation

IP : indice de plasticité

WL :

limite de liquidité

WP : limite de plasticité

IC : indice de consistance



- ✓ Les valeurs de la densité sèche définissent un sol dense à très dense dans l'ensemble. Elles varient entre 1.62 t/m<sup>3</sup> et 2.17 t/m<sup>3</sup>.

Une particularité a été enregistrée au droit de sondage carotté -SCI 3- (entre 1.40m et 10.00m) où l'on a enregistré des valeurs de la densité sèche qui définissent un sol peu dense en surface. Les valeurs varient de 1.33 t/m<sup>3</sup> et 1.45t/m<sup>3</sup>.

- ✓ Les valeurs du degré de saturation indiquent un sol humide à saturé. Elles varient entre 75.14% et 99.96%.
- ✓ Le pourcentage des éléments inférieurs à 80µ est supérieur à 50%. Ceci nous met en présence d'un sol fin. La classification faite selon l'abaque de casagrande définit un sol peu à très plastique.
- ✓ L'indice de consistance **Ic** indique un sol **très consistant**.

## a-2 Analyses chimiques sommaires

Tableau IV 10 : Les résultats d'Analyses chimiques sommaires[43]

SC N°	Profondeurs (m)	Teneur exprimé en (%) par rapport au matériau sec			
		Insolubles (%)	Carbonates (%)	Sulfates (%)	MO (%)
SCI 3	1.60 – 2.00	38.30	44.77	1.75	/
	3.45 – 4.00	72.20	14.18	Néant	/
	13.00 – 13.50	53.60	36.43	0.31	/
	15.10 – 15.60	63.60	30.23	Néant	/
	19.30 – 20.00	55.70	38.76	0.52	/
	23.45 – 24.00	80.80	11.63	Néant	/
SC 4	2.00 – 2.60	66.70	30.60		/
	5.00 – 5.30	72.10	23.88	/	

- ✓ Le taux des carbonates varie selon le type de formation rencontrée sur site, à savoir :

- **Entre 34.11% et 57.69%**, ce qui confirme la nature du sous sol (**Marne argileuse**).
- **Entre 14.18% et 32.31%**, ce qui confirme la nature du sous sol (**Argile marneuse**).

- Entre 11.63% et 22.76%, ce qui confirme la nature du sous sol (**Argile grise**).
  - Entre 43.28% et 65.38%, ce qui confirme la nature du sous sol (**Tuf argileux**).
- ✓ La présence des sulfates atteint un pourcentage de **1.75%**, ce qui dénote un sol **très fortement agressif [43]**

### a-3 Analyses chimiques des eaux

**Tableau IV. 11 :Les résultats d' Analyses chimiques des eaux[43]**

SC N°	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> (mg/l)	PH (mg/l)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)
SCI 3	719.78	7.29	258.10

☀ Les résultats obtenus dénotent **une eau agressive**.

### b- Essais mécaniques

#### b-1/ Essais de cisaillement au triaxial type UU

Les essais de cisaillement au Triaxial de type non consolidé non drainé (UU) ont mis en évidence un sol peu cohérent à cohérent et peu frottant à frottant.

**Tableau IV. 12 :Les résultats d' Essais de cisaillement au triaxial type UU[43]**

SC N°	Profondeur (m)	φu (°)	Cu (bars)
SCI 3	2.45 – 3.00	14.10	0.087
	15.10 – 15.60	11.81	0.247
	19.30 – 20.00	12	0.299
SC 4	2.00 – 2.60	2.60	0.621
	5.00 – 5.30	/	/
	6.20 – 6.65	Essai annulé matériau consolidé	

φu : Angle de frottement interne.

Cu : Cohésion du sol.

**Tableau IV. 13 :caractéristique de la formation Argile grise[43]**

SC N°	Formation	Profondeur (m)	Ip (%)	Cu (bars)	$\Phi_u$ (°)
SC 3	Argile grise	23.45 – 24.00	44.39	0.546	12

**b-2/ Essais de résistance au cisaillement type CD:**

Les essais de résistance au cisaillement à la boîte de casagrande de type consolidé drainé (CD) a mis en évidence un sol, globalement, peu cohérent à cohérent et frottant à très frottant.

**Tableau IV. 14 :Les résultats d' Essais de résistance au cisaillement type CD[43]**

SC N°	Profondeur (m)	$\Phi'$ (°)	C' (bars)
SCI 3	2.20 – 2.80	15	0.385
	15.10 – 15.60	13	0.260
	19.30 – 20.00	12	0.980
SC 4	2.00 – 2.60	22	0.140

- $\Phi'$  : Angle de frottement effectif.
- C' : Cohésion effective du sol.

**b-3/ Essais de compressibilité à l'oedomètre**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 15 :Les résultats d' Essais de compressibilité à l'oedomètre[43]**

SC N°	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc	Cg
SCI 3	3.45 – 4.00	1.03	0.204	0.050

Avec :

- Pc : Pression de consolidation.
  - Cc : Coefficient de compressibilité.
  - Cg : Coefficient de gonflement.
- Les essais de compressibilité à l'oedomètre ont mis en évidence la présence d'un sol **moyennement compressible, dans l'ensemble, et gonflant.**

#### b-4/ Essais de gonflement libre à l'oedomètre:

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 16 :Les résultats d' Essais de gonflement libre à l'oedomètre [43]**

SC N°	Profondeur (m)	Pg (bars)
SCI 3	7.20 – 7.80	2.00

Avec :

❖ **Pg** : Pression de gonflement.

#### IV.8. Causes probables et recommandations:

Les mouvements constatés relèvent de la combinaison de plusieurs causes, à savoir:

- ☀ La morphologie du site, dont la topographie en pente, laisse apparaître le contre bas d'un bassin versant.
- ☀ La présence notable des eaux, à travers le site de Ferdoua abritant les 140 logements LPL et leur circulation à débit important contribue largement à l'instabilité du site en question [vides sanitaires de tous les blocs pratiquement submergés, écoulement important des eaux à travers la tranchée localisée en pied de talus, ainsi que la présence de végétations caractéristiques des zones gorgées d'eau (roseaux, ...) à travers tout le site et sur le talus lui-même].
- ☀ La présence de plusieurs sources, à travers ce site, est une évidence pour les habitants de la région.
- ☀ Aucun système de drainage n'existe, ni collecte, ni évacuation vers un exutoire principal.. Les eaux de ruissellement circulent anarchiquement dans le sol.
- ☀ Les surpressions interstitielles constituent l'une des principales causes des désordres enregistrés sur site.
- ☀ Les formations géologiques rencontrées sur site (marnes et argiles) restent toujours très sensibles en présence d'eau. La saturation continue de ces formations, par écoulement permanent (même à faible débit), participe à la déstabilisation du site par ramollissement d'où la réduction des caractéristiques physico- mécaniques qui induit à la perte de résistance.
- ☀ Le taux très élevé de gypse dans le sol et sa dissolution, en présence permanente d'eau, modifie la portance du sol et le rend ainsi vulnérable par perte des caractéristiques mécaniques initiales.

- ☀ Les pentes adoptées pour le reprofilage des talus en déblais sont relativement accentuées.
- ☀ La suppression de la butée de pied, suite aux travaux de terrassement, peut contribuer à l'activation des mouvements.
- ☀ L'effet de fissuration conduit à une altération des formations de surface par infiltration des eaux de pluie et des suintements permanents dans le corps du glissement, provoquant ainsi des mouvements régressifs par chutes de caractéristiques physico-mécaniques d'où la vulnérabilité du site au glissement.

**D'une manière générale, nous attribuons l'activation des mouvements constatés aux effets combinés :**

- **De la présence permanent des eaux à travers tout le site et son écoulement anarchique qui induit aussi aux surpressions interstitielles.**
- **Le type de formations géologiques rencontrées qui s'avèrent sensibles en présence d'eau.**
- **La suppression de la butée de pied suite aux travaux de terrassement.[43]**

**Recommandations:**

**1- Le drainage:** Cette action est envisagée par:

La maîtrise des eaux de surface par un système de drainage superficiel adéquat.

La gestion des eaux internes par la réalisation de plusieurs tranchées drainantes.

**2- Le confortement des talus.:** Cette action est envisagée par:

La réalisation d'une rangée de pieux le long des talus de déblais compris entre le PR 508 et PR525.[43]

## VI.9.Conclusion :

L'étude en question, a été réalisée suite au glissement du talus en déblais survenu, dont la ligne de rupture se trouve à proximité de certains blocs (B6 et B7), qui risquent, ainsi de basculer par glissement regressif du terrain.

- ❖ Les formations géologiques entrecoupées par les sondages carottés montrent que le sol étudié est **hétérogène**.

Le sous-sol est constitué, principalement, de quatre (04) formations prédominantes, intercalaires par endroit, à savoir:

- remblai
  - Marne argileuse.
  - Argile marneuse.
  - Argile grise.
- ❖ Les essais pressiométriques, réalisés sur site, ont mis en évidence des valeurs de modules de déformation (E) et de pressions limites nettes (PL\*) faibles en surface et moyennes à relativement élevés à très élevées en profondeur (fin de sondage). Cependant, la variation en profondeur fait ressortir quatre horizons.
  - ❖ Les mesures piézométriques effectuées sur site durant la période comprise entre le 02/01/2018 et le 27/03/2019, ont indiqué un niveau d'eau variant globalement entre (-0.20m) et (-4.40m).  
Les niveaux d'eau de très faible profondeur, entre (-0.20m) et (-0.90m), ont été enregistrés au droit de sondage SP 3, confirmant, ainsi, la présence des sources d'eau
  - ❖ Les essais de résistivité réalisés au niveau de ce site confirment l'état **très humide des formations entrecoupées par les sondages carottés, particulièrement, pour les SEV 3 et 4**. Notons que le site est caractérisé par une morphologie très favorable à la circulation des eaux.
  - ❖ Le pourcentage de **sulfates** est de l'ordre de 1.75%, ce qui indique un sol **très fortement agressif**.
  - ❖ Les résultats des analyses chimiques des eaux prélevées au droit de sondage pressiométriques (SP3) dénotent aussi un de grès d'agressivité notable.
  - ❖ Les sols sont moyennement compressibles et **gonflants** avec une pression de gonflement qui varie globalement entre 0.50bars et 2.00bars

*Chapitre V :*  
*Méthodes*  
*Classique pour le*  
*calcul de la stabilité*  
*des pentes*

## V.1.Introduction

Pour les pentes et les talus naturels; la détermination d'un tel coefficient de sécurité est liée essentiellement à l'analyse de stabilité.

L'initiation dans ce domaine revient à l'ingénieur français "Alexandre Collin" qui ont remarqué que les surfaces de cassures formées par les glissements de terrain survenant dans l'argile le long des berges d'un canal adoptaient une forme incurvée. On a depuis cette époque proposé une diverse méthode d'analyse. Elles ont conduit à la méthode du cercle de glissement mise au point par des ingénieurs suédois et sur laquelle reposent les techniques actuellement utilisées.

## V-2.Types de rupture (nature de Glissement) [45]

Soit à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique  $\gamma$ , de caractéristiques  $C$  et  $\phi$ , qui présente un talus incliné d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale et de hauteur  $H$ . Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied  $b$  du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied.

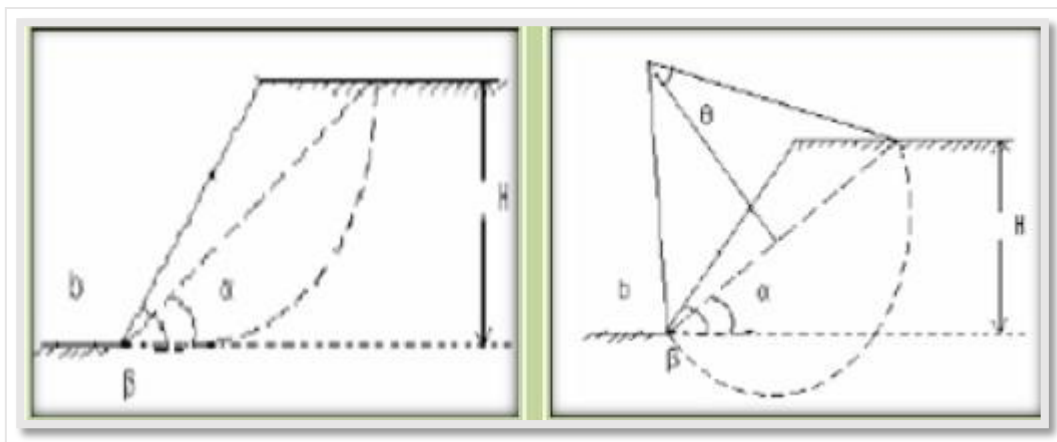
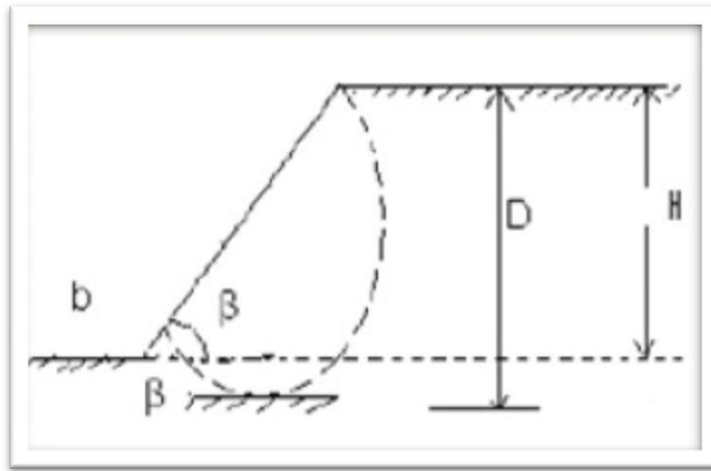


Figure V.1 : cercle du pied [45]

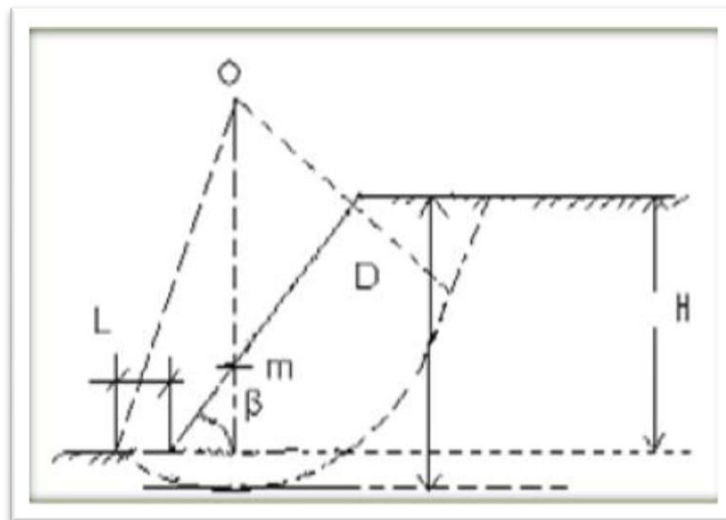
Toutefois si la base résistante est située a peu de distance au-dessous de  $b$ , le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent a la base résistance et coupe le talus au- dessus de son pied.





**Figure V.2 : cercle du flanc de talus [45]**

Lorsqu'il se produit un glissement par la base le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point  $m$  du talus

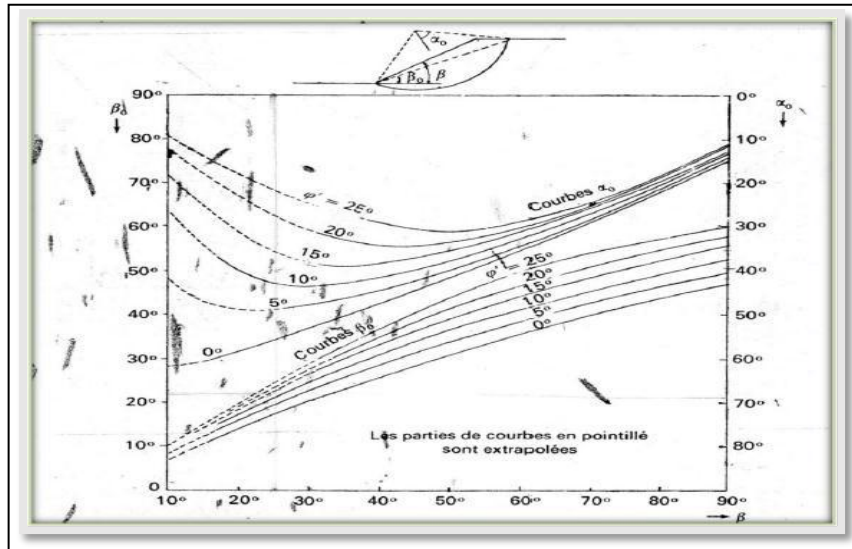


**Figure V.3: cercle à mi- pente[45]**

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres.

Ces paramètres sont :  $\beta$ ,  $H$ ,  $\theta$ ,  $\alpha$ ,  $D = n D H$  et  $L = n L H$ .

Pour la détermination des allures des ruptures on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. Avant de parler de cet abaque, on doit définir quelques paramètres qui s'appellent paramètres réduits :  $\varphi$ ,  $c$  telles que ces paramètres pour lesquels le talus sera sur le point de se rompre. Des abaques ont été conçus pour déterminer ces paramètres.



**Figure V.4:l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus [45]**

### **V-2.1.Détermination du type de glissement et le cercle critique**

D'abord déterminer différentes modes de rupture. Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique ; méthode pour s'assurer que nous avons le minimum.

Localisation approximative du centre de cercle critique. Une bonne méthode (méthode graphique) pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contour de FS. Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

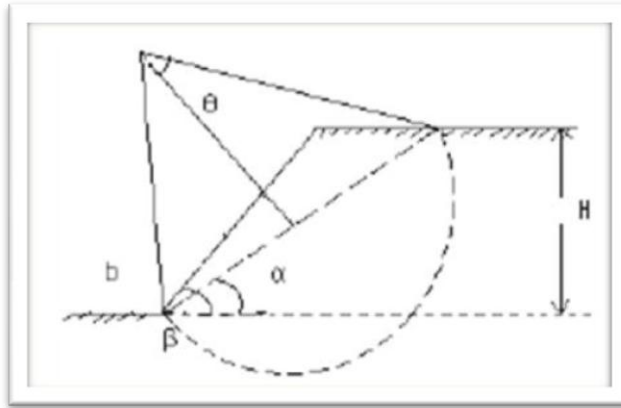
### **V-2.2. Guide pour la localisation du cercle critique**

**Le cercle de rupture passe par le pied de la pente :**

Le cercle de glissement passe par le pied de la pente si la friction est grande par rapport à la cohésion, cercle élevé (cercle en pieds), si  $\Phi = 0$  mais  $C_u$  augmente rapidement avec la profondeur. Si la valeur de la pente abrupt  $b > 53^\circ$ .

### **V-2.3.Application pour le cas d'étude**

D'après les résultats qu'on a obtenu (valeur de  $C'$  et  $\Phi'$ ), on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, dues il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tel que  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  qui prend en considération la valeur de  $\Phi' \neq 0$  ;  $C' \neq 0$  et  $\beta < 53^\circ$ .



**Figure V.5: cercle du pied pour le talus doux [45]**

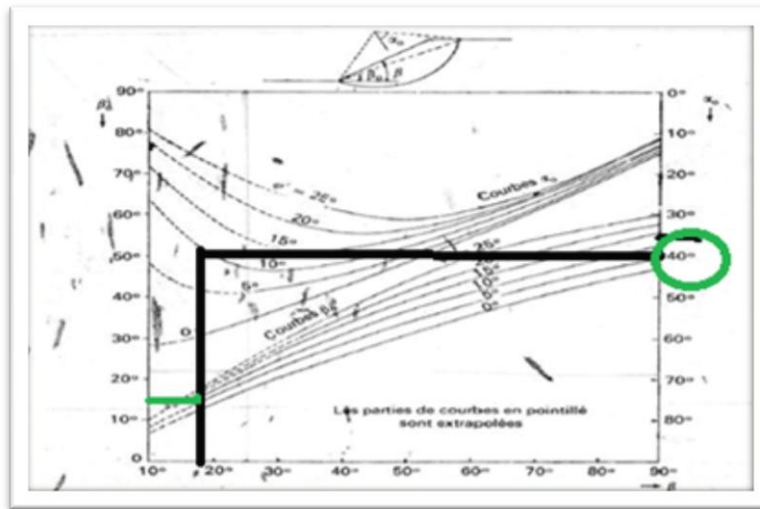
Pour le calcul du coefficient de sécurité on applique la méthode des tranches (Fellenius et Bishop) pour le profil de pente  $18^\circ$  avec deux cas sec et saturé à court terme et à long terme

### **V.3.Calcul par la méthode de Fellenius: (La pente= $18^\circ$ )**

#### **A- A court terme ( $\varphi= 10^\circ$ ):**

On utilisant l'abaque ci-dessous qui représente  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  en fonction de l'angle de talus  $\beta$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$ , qui nous donne les valeurs suivantes :

$$\beta_0 = 15^\circ \text{ et } \alpha_0 = 40^\circ.$$



**Figure V.6 :l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied**

Il est du type de cercle de pied de talus (talus doux) parce qu'il recoupe le talus à son pied, avec un rayon  $R = 37.5\text{m}$  et  $\beta = 18^\circ$ .

Pour calculer le facteur de sécurité on subdivise la pente en un certain nombre de tranches caractérisées par une largeur  $b = 12$  m avec la hauteur  $h$  variable (ses deux paramètres nous permet de calculer le poids de chaque tranche),

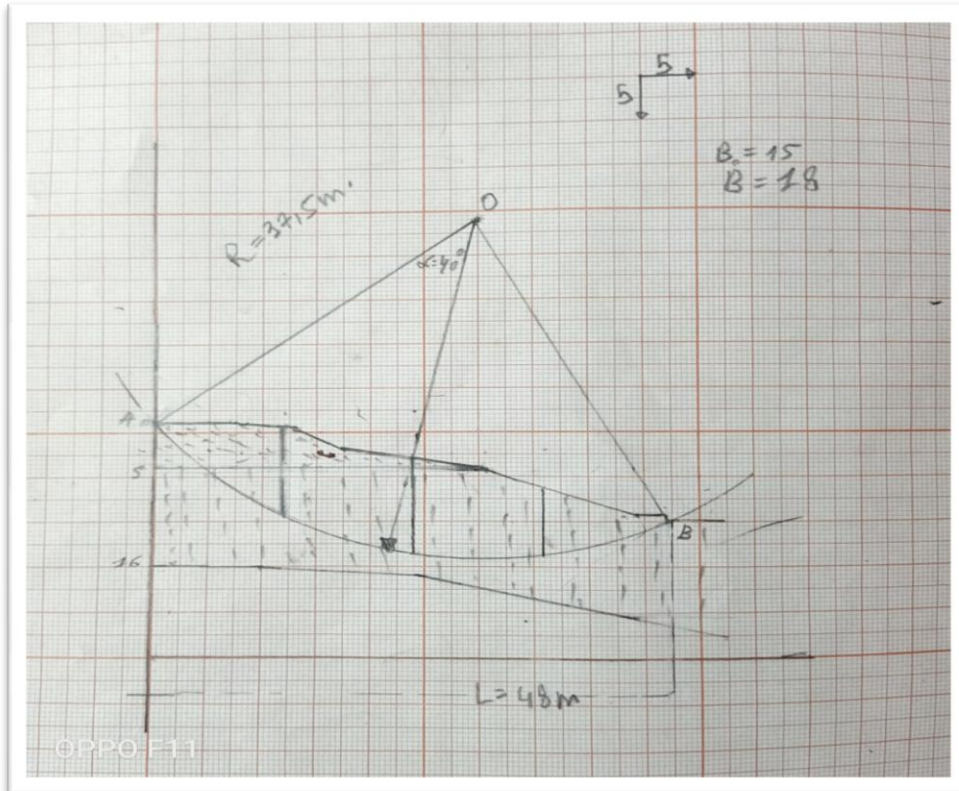


Figure.7 : discrétisation par tranche de la pente

➤ **Pour un sol sec**

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant ;

Tableau V.1:les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N° Tranche	$A_i$	$\varphi^\circ$	$W_i$	$\alpha_i^\circ$	$W_i \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$1/\cos \alpha_i$	$W_i \cos \alpha_i \tan \varphi$	$B_i$	$C_{ibi}$	$W_i \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi \cdot 1/\cos \alpha_i$	$F_s$
1	65	08	10.39	35	8.51	5.96	1.22	1.19	12	4.8	1.45	2.65
2	115	08	19.39	18	18.44	5.99	1.05	2.59	12	4.8	2.71	
3	119	08	20.49	1	20.49	0.36	1	2.88	12	4.8	2.88	
4	45	08	7.79	-15	7.52	-2.02	1.03	1.06	12	4.8	1.09	
						10.30				19.2	8.13	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de  $F_s$  égale a:2.65

➤ **Pour un sol saturé**

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius**

N° Tranche	$A_i$	$\varphi^\circ$	$W_i$	$\alpha_i^\circ$	$W_i \cos^2 \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$C_i b_i$	$U^* b$	$1/\cos \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c b + (W_i \cos^2 \alpha_i - u b) \tan \phi]$	$F_s$
1	65	08	12.74	35	8.54	7.31	4.8	9	1.22	5.77	1.90
2	115	08	23.28	18	21.05	7.19	4.8	12	1.05	6.38	
3	119	08	24.21	1	24.21	0.43	4.8	12	1	6.51	
4	45	08	9.2	-15	8.57	-2.38	4.8	7	1.03	5.17	
						12.55				23.83	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de  $F_s$  égale a: **1.90**

**B- Calcul à long terme**

➤ **Pour un sol sec**

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius**

N° Tranche	$A_i$	$\varphi^\circ$	$W_i$	$\alpha_i^\circ$	$W_i \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$1/\cos \alpha_i$	$W_i \cos \alpha_i \tan \phi$	$b_i$	$c_i b_i$	$W_i \cos \alpha_i \tan \phi * 1/\cos \alpha_i$	$F_s$
1	65	18	10.39	35	8.51	5.96	1.22	2.23	12	2.4	2.72	2.64
2	115	18	19.39	18	18.44	5.99	1.05	5.69	12	2.4	5.97	
3	119	18	20.49	1	20.49	0.36	1	6.65	12	2.4	6.65	
4	45	18	7.78	-15	7.52	-2.01	1.03	2.28	12	2.4	2.34	
						10.3				9.6	17.59	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur :  **$F_s=2.64$**

➤ **Pour un sol saturé:**

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4: les résultats de calcul par la méthode de Fellenius**

N° Tranche	Ai	$\varphi^\circ$	Wi	$\alpha_i^\circ$	$Wi\cos^2\alpha_i$	$Wi\sin\alpha_i$	$1/\cos\alpha_i$	Cibi	U*b	$(1/\cos\alpha_i)[cb+(Wi\cos^2\alpha_i - ub)tgfi]$	Fs
1	65	18	12.73	35	8.54	7.30	1.22	2.4	9	2.74	1.41
2	115	18	23.27	18	21.05	7.2	1.05	2.4	12	5.61	
3	119	18	24.21	1	24.21	0.43	1	2.4	12	6.36	
4	45	18	9.18	-15	8.57	-2.38	1.03	2.4	7	2.99	
						12.55				17.7	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale à **1.41**

#### V.4.Calcul par la méthode de Bishop

##### A) - A court terme

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite la détermination du  $m\alpha$  pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l'abaque ou par la formule suivante :

$$m\alpha = \cos\alpha_i * \sum (1 + tg\alpha_i * tg\Phi_i),$$

D'où Fs dans l'équation peut être calculé par la méthode de Fellenius et ensuite on calcule  $m\alpha$ .

##### ➤ Pour un sol sec

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés par la méthode de Bishop:

**Tableau V.5: les résultats de calcul par la méthode de Bishop**

N° Tranche	Ai	$\varphi^\circ$	Wi	$\alpha_i^\circ$	$m\alpha_i^\circ$	Cb	F	$W\sin\alpha_i$	$[Cb+W\tan\alpha_i]/[\cos\alpha_i+(\sin\alpha_i\tan\alpha_i)/F]$	Fs
1	65	08	10.39	35	0.90	4.8	2.65	5.96	7.36	2.80
2	115	08	19.39	18	0.99	4.8	2.65	5.99	7.76	
3	119	08	20.49	1	1.00	4.8	2.65	0.36	7.68	
4	45	08	7.79	-15	0.93	4.8	2.65	-2.01	6.01	
								10.3	28.81	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale à :**2.80**

➤ **Pour un sol saturé**

Ou  $m\alpha$  est calculé pour chaque tranche, à partir de la formule suivante :  $m\alpha = \cos\alpha_i * \Sigma (1 + \tan\alpha_i * \tan\Phi_i)$ ,

**Tableau V.6: les résultats de calcul par la méthode de Bishop**

N° Tranche	Ai	$\varphi^\circ$	Wi	$\alpha_i^\circ$	$m\alpha_i^\circ$	Ub	Cb	Wsin $\alpha_i$	F	$(Cb+(W-ub)\tan\varphi)/(\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i*\tan\varphi)/F))$	Fs
1	65	08	12.73	35	0.9	9	4.8	7.30	1.90	6.19	1.95
2	115	08	23.27	18	0.99	12	4.8	7.2	1.90	6.58	
3	119	08	24.22	1	1	12	4.8	0.43	1.90	6.52	
4	45	08	9.18	-15	0.93	7	4.8	-2.38	1.90	5.16	
								12.55		24.45	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale à :**1.95**

**B-A long terme:**

➤ **Pour un sol sec:**

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculé par la méthode de Bishop:

**Tableau V.7.: les résultats de calcul par la méthode de Bishop**

N° Tranche	Ai	$\varphi^\circ$	Wi	$\alpha_i^\circ$	$m\alpha_i^\circ$	Cb	F	Wsin $\alpha_i$	$[Cb+W\tan\varphi_i]/[\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i\tan\varphi_i)/F)]$	Fs
1	65	18	10.39	35	1.01	2.4	2.64	5.96	6.49	2.84
2	115	18	19.39	18	1.05	2.4	2.64	5.99	8.79	
3	119	18	20.49	1	1.01	2.4	2.64	0.36	9.06	
4	45	18	7.79	-15	1.05	2.4	2.64	-2.01	4.93	
								10.3	29.27	

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :**2.84**

➤ Pour un sol saturé:

**Tableau V.8: les résultats de calcul par la méthode de Bishop**

N° Tranche	Ai	$\varphi^\circ$	Wi	$\alpha_i^\circ$	$m\alpha_i^\circ$	Ub	Cb	Wsin $\alpha_i$	F	$\frac{[Cb+(W-ub)\tan\phi_i]}{[\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i) \tan\phi_i)/F]}$	Fs	
1	65	18	12.73	35	1.01	9	2.4	7.30	1.41	3.8	1.52	
2	115	18	23.27	18	1.05	12	2.4	7.20	1.41	5.94		
3	119	18	24.22	1	1.01	12	2.4	0.43	1.41	6.37		
4	45	18	9.18	-15	1.05	7	2.4	-2.38	1.41	3.02		
								12.55			19.13	

En fonction de ces données, on a trouvé : **Fs=1.52**

**Tableau V.9: les résultats de calcul par la méthode de Bishop et Fellenius**

Pente 18°							
A court terme				À long terme			
Fellenius		Bishop		Fellenius		Bishop	
Sec	Saturé	Sec	Saturé	Sec	Saturé	Sec	saturé
2.65	1.90	2.80	1.95	2.64	1.41	2.84	1.52



## V.5.Conclusion

Nous pouvons conclure que la méthode suédoise (Fellenius et Bishop) représentent la méthode la plus simple et la plus adéquates grâce à la facilité de mise en œuvre et au résultat trouvée par la suite qui donne tou jours les meilleurs résultats de coefficient de sécurité.

On a calculé le coefficient de sécurité pour les deux méthodes Fellenius et Bishop d'où les résultats obtenus se résument comme suit :

- le calcul à long terme dans le cas d'un sol sec  $F_s = 2,64$  et  $F_s = 2.84$  et par la suite dans le cas d'un sol saturé il décroît  $F_s = 1.52$ . et  $F_s = 1.41$  successivement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable.
- Finalement on a constaté que l'instabilité est liée au caractéristiques mécaniques (sols très altérées), géométriques (l'inclinaison ; la hauteur et la longueur) et à la condition hydraulique qui est le facteur le plus défavorable ; donc la pente se trouve dans état très défavorable à la construction d'où il est nécessaire de procédé au moyen de confortement

# *CHAPITRE VI:*

*Calcul de la stabilité du  
talus par Modélisation*

## VI.1. Introduction

Les résultats des essais in-situ et laboratoire ont permis de définir la formation géologique du terrain étudié (présentation les différentes couches et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques).

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité base sur ces résultats et aussi le choix de l'une ou l'autre des méthodes de calcul dépend du type de glissement constaté.

## VI.2. programme PLAXIS

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Département of Public Works and Water Management. Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme donne une brève description de ce programme.

- **PLAXIS-Input:** le sous-programme contient toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.
- **PLAXIS-Calculations :** le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output:** contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux, etc.
- **PLAXIS-Curves :** le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres,iagrammes.[55]

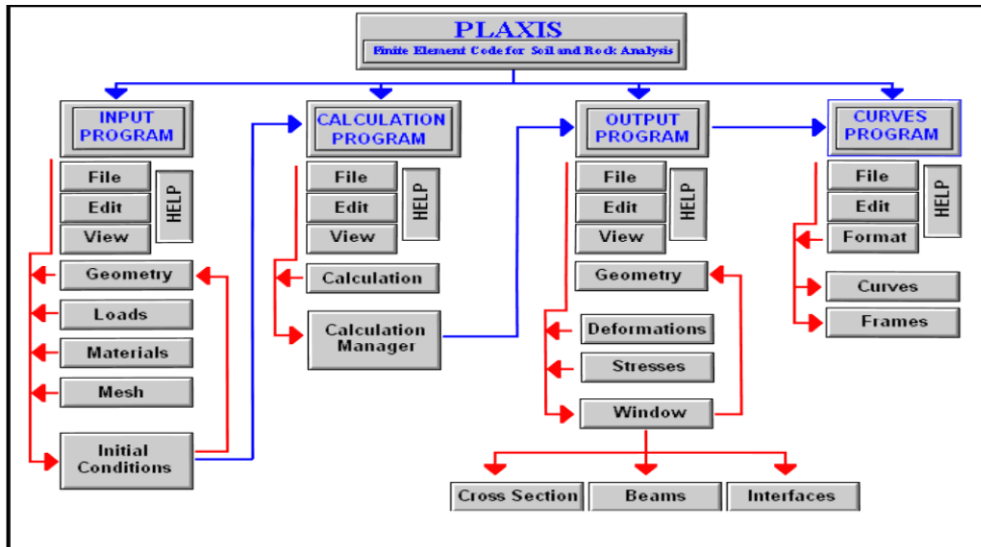


Figure VI.1: Organigramme du code plaxis. [55]

### VI.3. Les modèles incorporés dans le plaxis

#### VI.3.1. Modèle élastique linéaire

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple, est la plus simple relation contrainte-déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ . Cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols. [55]

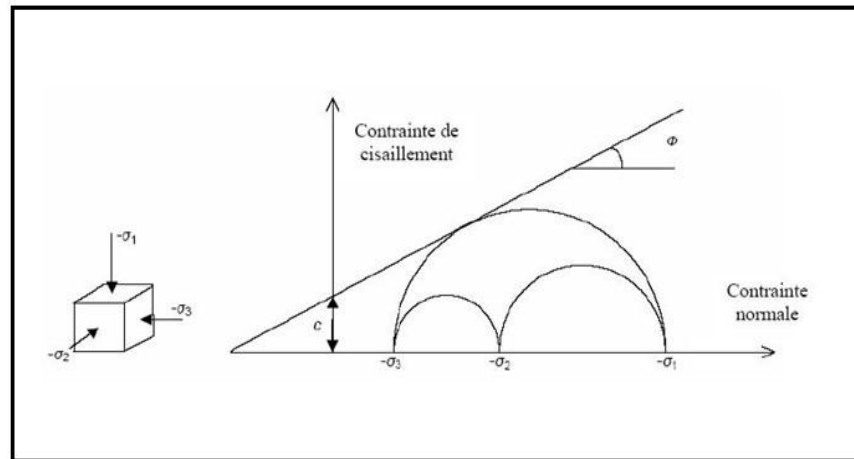
#### VI.3.2. Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM)

Le modèle de Mohr-Coulomb, ou modèle élasto-plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, le module de Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$  sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion,  $c$ , sont représentatifs de la plasticité du sol,  $\psi$  est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr-Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \nu + c$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\nu$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.



**Figure VI.2:** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb  
[55]

### VI.3.3. Modèle de durcissement par écouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM)

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou 'Hardening -soil model' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr-Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement, la cohésion, c'est l'angle de dilatance,  $\psi$ .

La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale,  $E_{50}$ , la rigidité de déchargement triaxiale,  $E_{ur}$  et la rigidité de chargement oedométrique,  $E_{oed}$ .

Par rapport au modèle de Mohr –Coulomb, le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression.

#### ❖ Parameters du HSM:

➤ Les paramètres du HSM sont les suivantes:

$c$  : cohésion (effective) ; [kN/m<sup>2</sup>]

$\phi$  : angle de frottement interne ; effectif ; [°]

$\psi$  : angle de dilatance. [°]

➤ Paramètres de rigidité:

$E_{50ref}$  ; module seant dans un essai triaxxial ;[kN/m<sup>2</sup>]

$E_{oedref}$  ; module tangent dans un essai oedometrique;[kN/m<sup>2</sup>]

$m$  : Puissance

Janbu (1963) rapporte des valeurs de  $m$  autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,

Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme  $0,5 < m < 1,0$ . [55]

## VI.4. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS

On a réalisé un modèles à savoir une pente 18° avec des calculs à long terme et à court terme on condition sèche et de saturation totale, d'où nous présentant le cas d'une pente de 18° on condition de saturation on utilisant les caractéristiques à long terme.

### VI.4.1. Définition des données

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle d'un glissement de terrain ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Deux cas possibles peuvent être étudiés (à court terme et long terme).

### VI.4.2 La géométrie de modèle

Dans ce système l'état de contraint et déformation, on va créer un modèle géométrique de la pente qui possède une hauteur de 26m et de largeur de 59m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

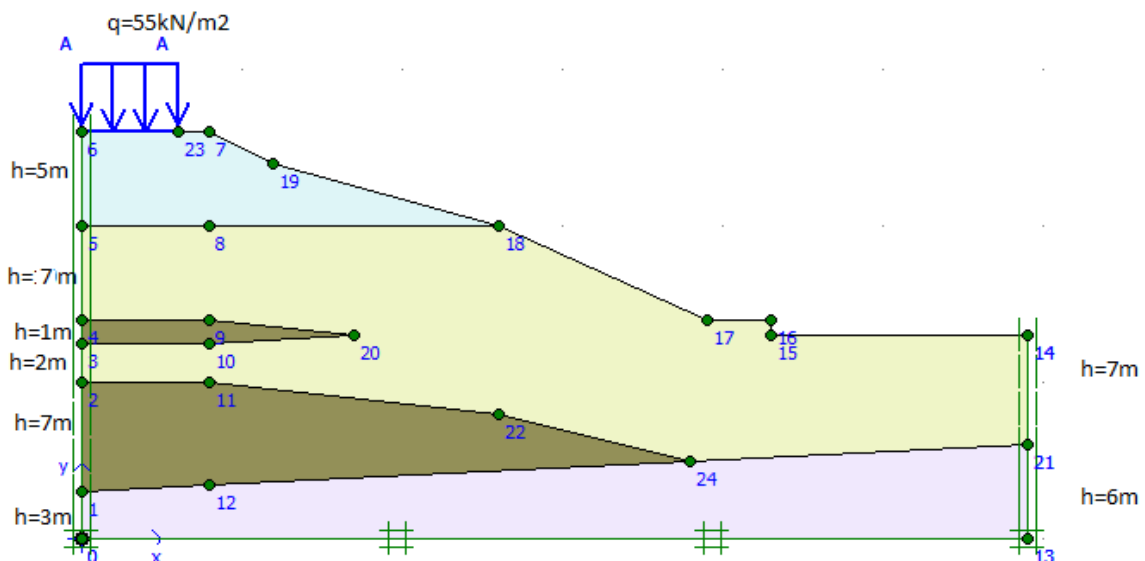


Figure VI.3: La géométrie de modèle.

### VI.4 .3 . Les conditions aux limites

Les conditions aux limites choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les côtes du système et on laisse les déplacements verticaux libres; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué (voir figure précédente).

### VI.4 .4. Caractéristiques des matériaux

Le terrain est formé par quatre couches de sols composent la géologie du site:

- Une couche de remblai en surface de 5 m d'épaisseur.
- Une couche d'Argile marneuse d'épaisseur 10 m.
- Une couche de marne argileuse d'épaisseur 7 m.
- Une couche argile grise d'épaisseur 3 m.

**Tableaux (VI.1) :** Les caractéristiques des sols

Name	Type	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	Nu	E_ref	C_ref	$\Phi$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[ - ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[ ° ]
Remblai	Drainer	15.5	19,3	0,30	15010	38.5	15
Argile marneuse	Drainer	17.3	20,4	0,35	40727	20	18
Marne Argileuse	Drainer	17,9	20	0,33	85134	98	12
Argile grise	Drainer	15.7	19.3	0.15	87745	12.9	32

### VI.4 .5.la Génération du maillage

On règle la finesse du maillage Global Coarseness sur (Coarse). Le maillage est présenté sur la figure suivante. Ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 107 éléments et le nombre de nœuds est de 947 nœuds.

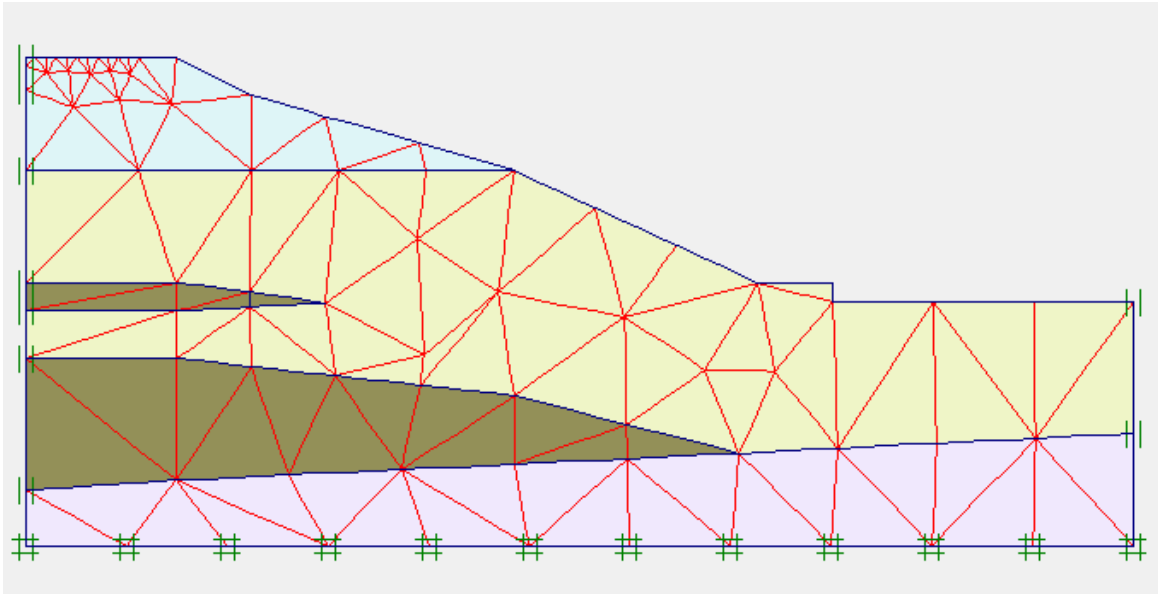


Figure VI.4: le maillage du modèle.

#### VI.4.6. Conditions initiales:

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

##### a) Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe au début est à la base du modèle

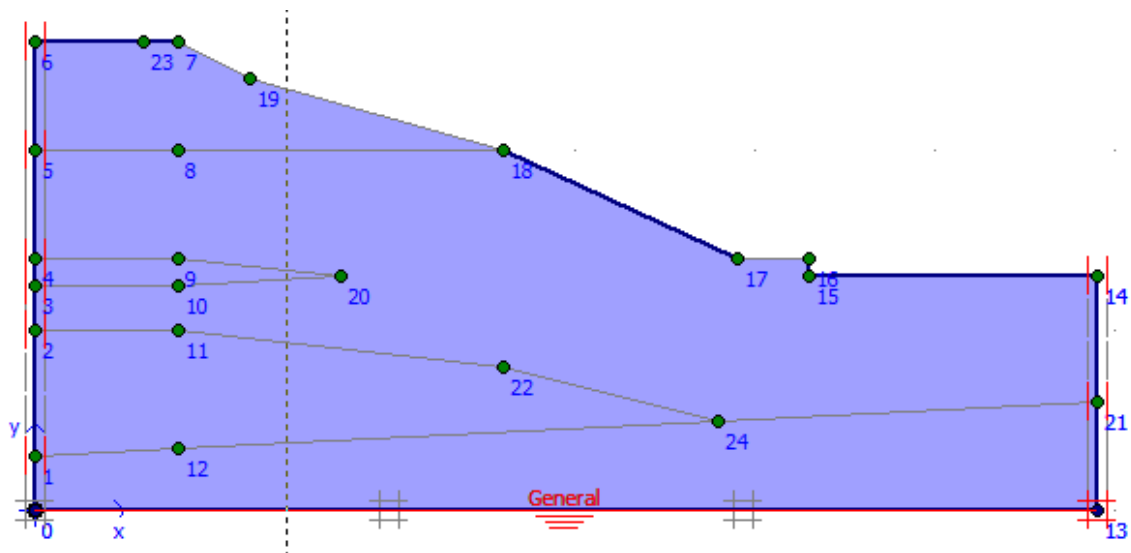
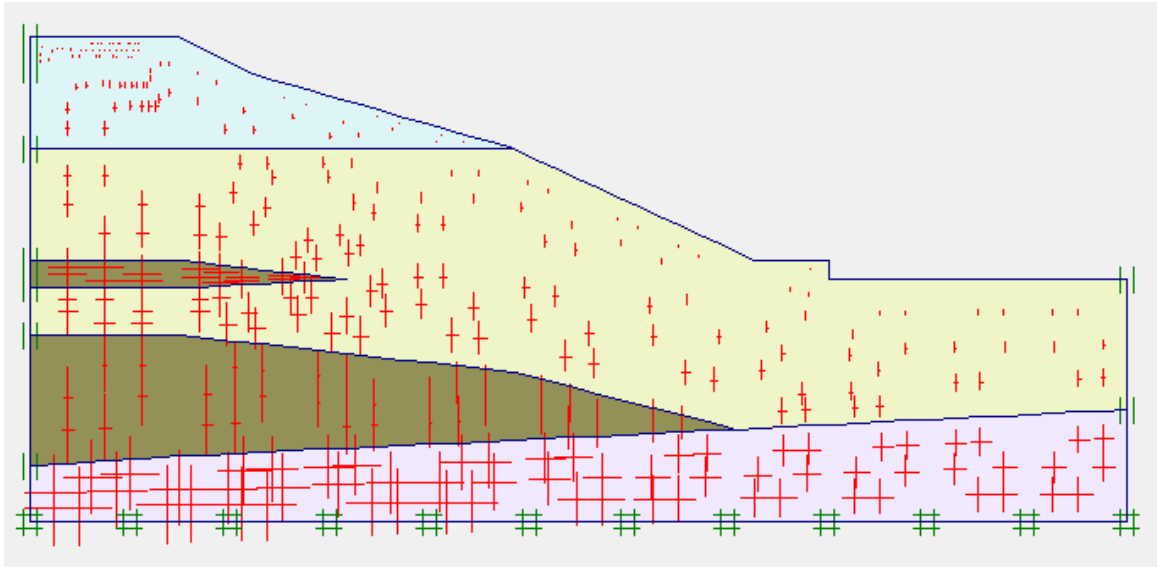


Figure VI.5 : niveau de la nappe pour un sol sec



## b) Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère b alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de  $K_0$  par défaut. La valeur de  $K_0$  est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la Gravité.



**Figure VI.6:** la distribution des contraintes totales.

## VI .4.7 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 4 phases et pour chaque position nous faisons les mêmes étapes suivantes :

**Phase 0 :** Initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1 :** Application de la gravité (poids du sol)

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisée par :

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 0 comme phase de démarrage ;
- Activer option Ignore undrained behavior;
- Entrer Total multiplier dans loading multiplier ;
- Après de cliquer sur définie, fixer  $Mweight = 1,0000$
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

## Phase 2 : Activation des sur charge

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 1 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset déplacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input ;
- Activer la sur charge du bouton Définie qui nous permet d'accéder au menu de Géométrie.

## Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité

- Calcul Phi-c réduction ;
  - Choisir phase 2 comme phase de démarrage ;
  - Activer les deux options Reset déplacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
  - Accepter le choix de l'incrément standard  $Msf = 0,1000$ .
- Les procédures de calculs sont présentées dans la figure suivante :

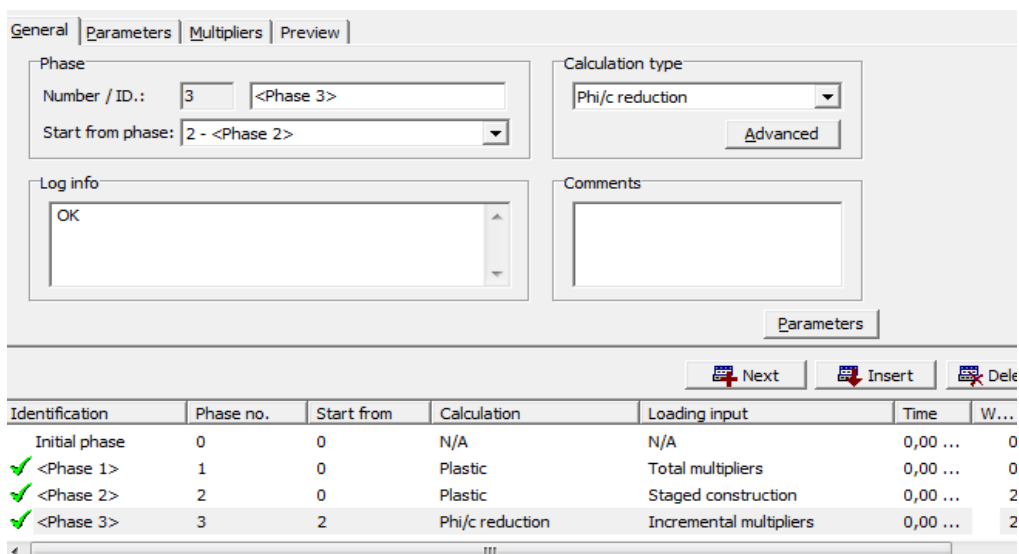


Figure VI.7: les procédures de calcul

## VI.4.8 .Les résultats de la modélisation

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que:

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité

Nous allons donner les résultats de la dernière phase des deux cas étudiés.

### a. Dans le cas d'un sol sec:

- Les déformations de cisaillement :

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds

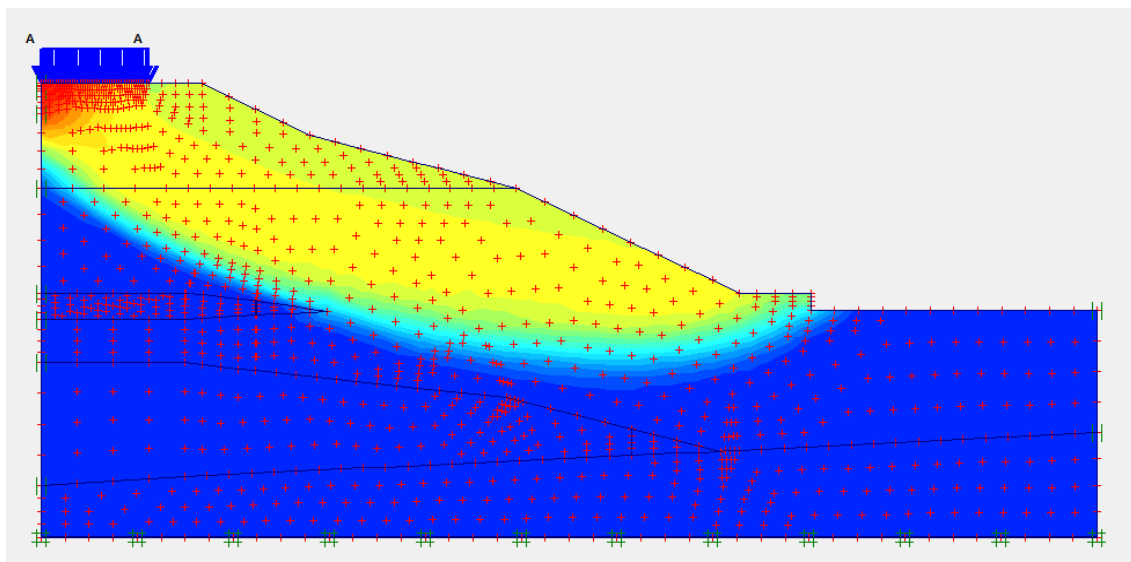


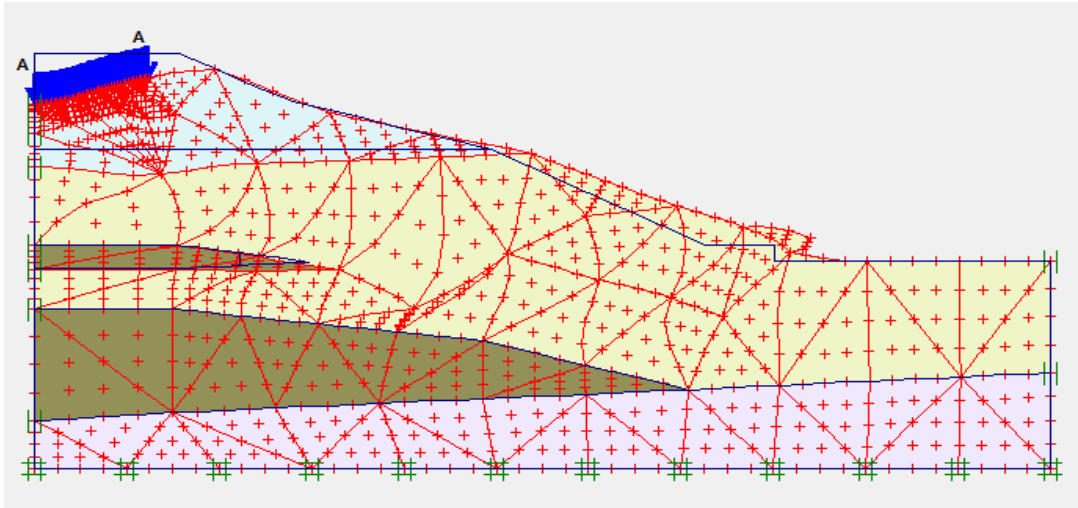
Figure VI.8: Les déformations de cisaillement

Step Info			
Step	104 of 104	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	$\Sigma$ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	$\Sigma$ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	$\Sigma$ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	$\Sigma$ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	$\Sigma$ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	$\Sigma$ -Msf: 1,824
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure VI.9 : la valeur du coefficient de sécurité

### b .Dans le cas de sol saturé

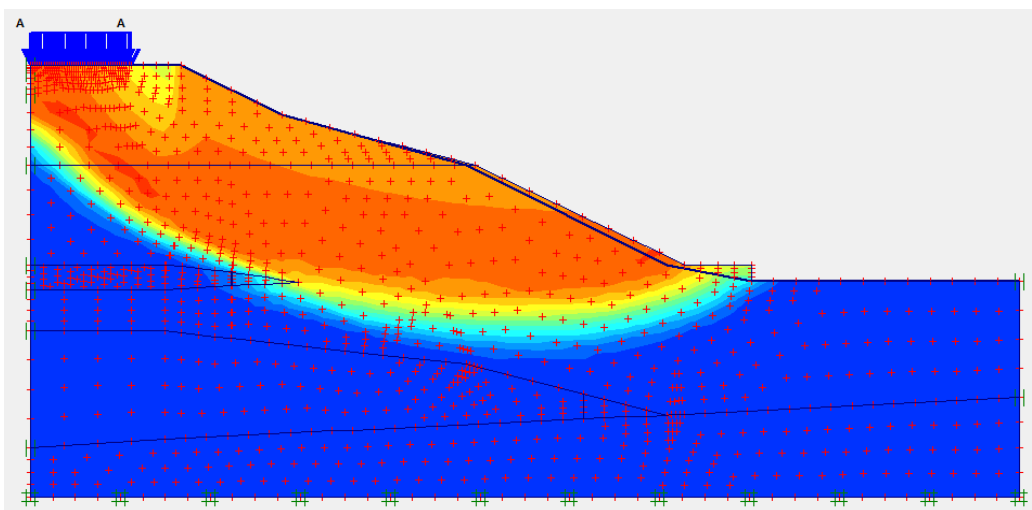
La pris en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la monte qui sature la pente dans la partie amont influes considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :



**Figure VI.10 :** Les mailles déformées.

➤ **Les déformations de cisaillement**

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds.



**Figure VI.11 :** Les déformations de cisaillement.

✓ **Interprétation :**

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue instable dans les conditions hydrauliques de saturation et qui montre que cette valeur est inférieure a celle obtenue dans le ca précédent, la valeur est affichée dans la figure suivante :

Step Info				
Step	105 of 105	Extrapolation factor	2,000	
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	$\Sigma$ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	$\Sigma$ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	$\Sigma$ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	$\Sigma$ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	$\Sigma$ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	$\Sigma$ -Msf:	1,146
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

**Figure VI.12** : la valeur du coefficient de sécurité

**Tableau VI.2** : Les résultats de la modélisation de différent cas.

Pente 18°			
À court terme		À long terme	
Sec	Saturé	Sec	Saturé
<b>1,702</b>	<b>1,226</b>	<b>1,824</b>	<b>1,146</b>

#### **Interprétation :**

Les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 donc le talus est considéré comme instable et que les infiltrations des eaux, les caractéristiques mécaniques des couches de sol et les caractéristiques géométriques accentuent le problème ce qui se traduit dans les calculs par une diminution du facteur de sécurité.

Le facteur de l'eau joue un rôle très important, à titre d'exemple FS = 1,824 sans nappe et FS= 1, 146 avec la prise en compte d'une nappe à la surface.

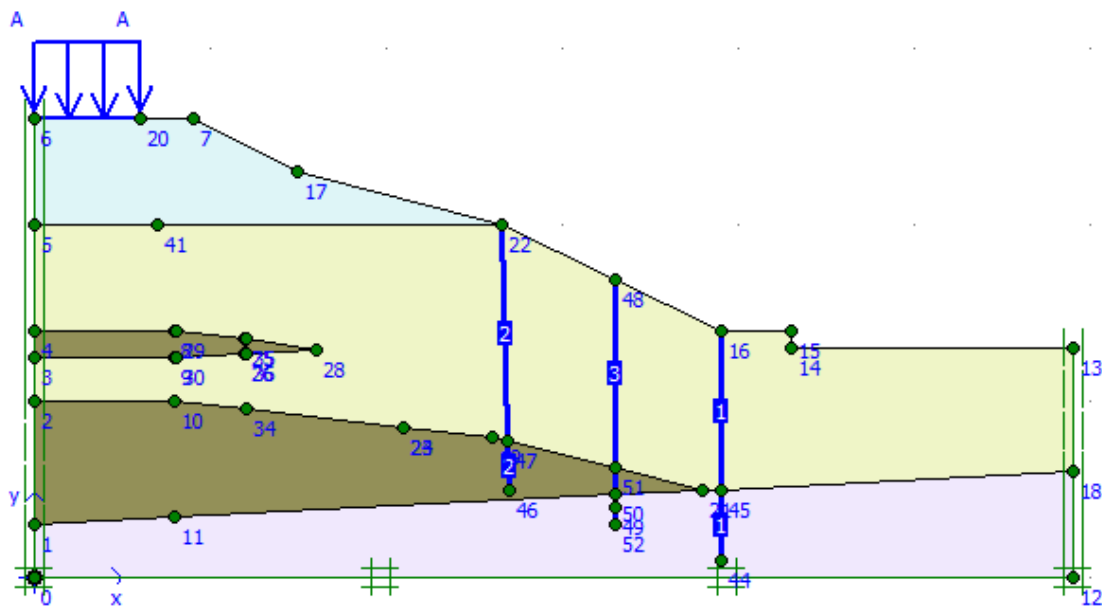
#### **VI.5.Mise en place d'un système de conformément :**

- ✓ Dans le cas où il y'a le renforcement avec pieux

Dans ce cas nous proposons des pieux ancrés dans le sol avec rabattement de la nappe pour stabiliser le talus.

**Tableau VI.3:** Les Propriétés des pieux

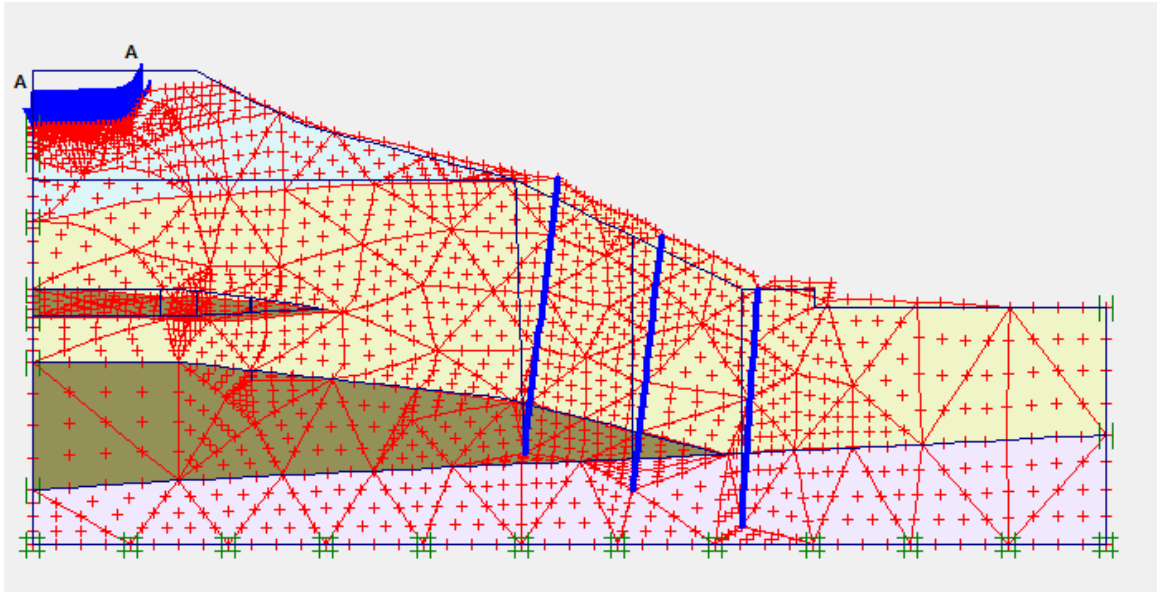
PARAMETRE	DESIGNATIONS	PIEUX
TYPE DE COMPORTEMENT	Type	Élastique
RIGIDITE NORMALE (KN/M)	$EA$	9425000
RIGIDITE DE FLEXION (KNM <sup>2</sup> /M)	$EI$	638100
ÉPAISSEUR EQUIVALENTE (M)	$D$	0,9
POIDS (KN/M/M)	$W$	1,35
COEFFICIENT DE POISSON	$\nu$	0,2



**Figure VI.13 :** La géométrie de modèle

**A) - Les résultats de la déformer des éléments:**

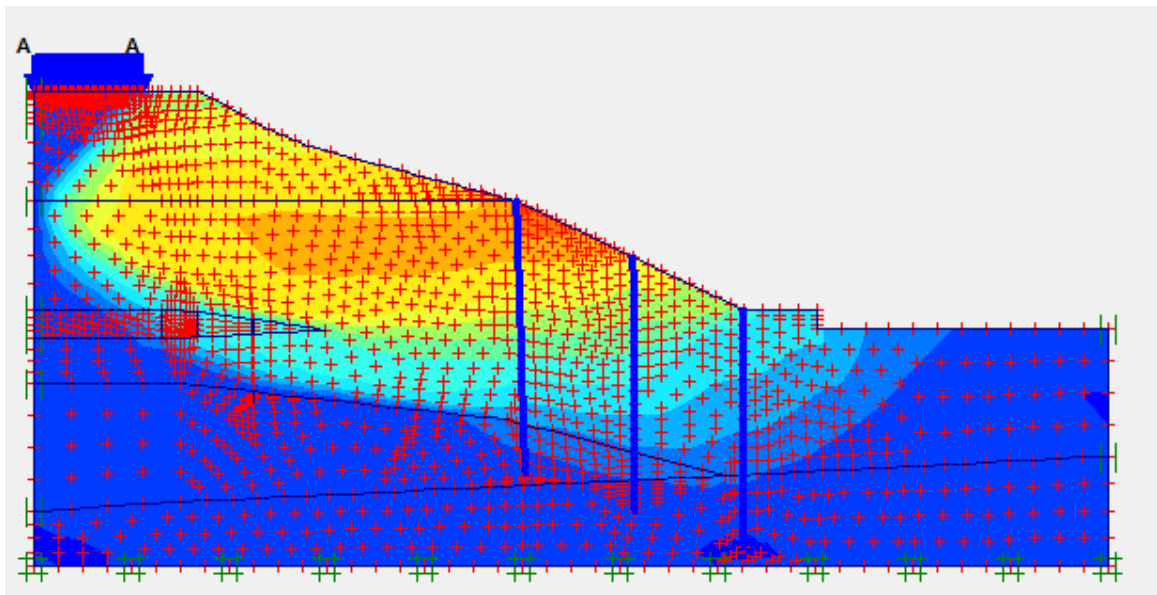
En fonction des résultats trouvée on peut dire que cette solution aussi donne des bons résultats et que le coefficient de sécurité est 2.046 ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante



**Figure VI.14 :** Les mailles déformées

**B- Les résultats des déplacements horizontaux :**

La mise en place des pieux à améliorer la stabilité, mais en remarquons que pour cette solution les lignes de glissement passe le pied de la pente sont devenues plus profondes ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :



**Figure VI.15:**les déplacements horizontaux

Step Info				
Step	104 of 104	Extrapolation factor	1,000	
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	$\Sigma$ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	$\Sigma$ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	$\Sigma$ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	$\Sigma$ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	$\Sigma$ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	$\Sigma$ -Msf:	2,064
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

**Figure VI.15:** Les coefficients de sécurités

## ✚ Résultats et discussion

Le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5 dans certain cas, la présence de l'eau, les propriétés du sol et les caractéristiques géométriques jouent un rôle très important sur l'instabilité du talus.

En fonction de ces résultats de  $F_s$  on a proposé la mise en place le renforcement par pieux sur Plaxis donnée un bonne, résultats avec un  $F_s$  de 2.064

## VI.6.Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D V 8 .2 on peut dire que le coefficient de sécurité dans le cas d'un calcul à long terme le modèle présente des résultats acceptables qui varie entre 1.146 jusqu'à 1.824.et la même chose pour les résultats à courte terme qui varie entre 1.226 jusqu' 'a1.702., mais ces résultats sont différents à l'états critique dans la réalité parce que le talus a subi un glissement semi profond à cause de la nature du terrain, la présence des fissures à la tête du talus et La présence notable des eaux.

Dans ce moment on a proposé des solutions convenables pour renforcer le talus comme le renforcement par pieux qui nous a donné des résultats acceptables.



# *Conclusion Générale*

## CONCLUSION GENERALE

Le but de ce présent travail est l'étude numérique par PLAXIS d'un talus instable avec une surcharge d'un bâtiment r+4 et avec une existence d'une nappe phréatique au sein de ce talus.

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- Par la difficulté technique d'y porter remède.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in – situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables .

On a calculé le coefficient de sécurité de la pente sans la sur charge d'un bâtiment pour les deux méthodes Fellenius et Bishop d'où les résultats obtenus se résument comme suit :

- le calcul à long terme dans le cas d'un sol sec  $F_s = 2,64$  et  $F_s = 2.84$  et par la suite dans le cas d'un sol saturé il décroît  $F_s = 1.52$ . et  $F_s = 1.41$  successivement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 c'est-à-dire la pente est instable.
- D'après les calculs du coefficient de sécurité par la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D V 8 .2 de la pente avec la sur charge ne dans le cas sec, le talus est stable, le  $F_s > 1.5$ , par contre lors de la présence d'eau le  $F_s$  a diminué jusqu'à 1.146, qui est une valeur inadmissible malgré qu'elle est supérieure à 1. Mais avec les renforcements proposés par pieux le  $F_s$  a augmenté jusqu'à 2.064 ce qui prouve que le talus est devenu très stable est que ces renforcements assurent sa stabilité à long terme dans les différentes conditions.

*Références Bibliographique ET*

*L'Annexe*

## Les références bibliographiques

- [1]. **BOUDLAL OMAR** ; << Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations>> ;( thèse de doctorat en génie civil.2013)
- [2]. **Ministère de la transition écologique et solidaire**, les risques majeurs, guide général
- [3]. **VARNES D. J**; Slope movement types and processes. In: "Landslides: Analysis and control" R. L. Schuster & R. J. Krizek Editions. National Academy of Sciences, Washington DC. Transportation Research Board Special Report; (1978)
- [4]. **Landeghem chikouche fadila**: <<Prévention du risque mouvement de terrain par L'utilisation des paramètres géotechniques >>( mémoire magister ; université de M'sila , Promotion 2008/2009)
- [5]. **Amar ouche tassadite** ;<< Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah .w .Blida >>;( mémoire magister ,université abde-rahmane-mira Bejaia ; Promotion 2013/2014)
- [6]. **FLAGEOLLET J. C** ;<< Les mouvements de terrains et leur prévention ; Editions Masson ; Série Géographie ; (1989)>>
- [7]. **S.I.E.E** :<< société d'ingénierie pour l'Eau et l'Environnement ;(2008)>>
- [8]. **Reiffsteck Ph** ;<< Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes ; (2001)>>
- [9]. **MORGENSTERN N.R**;<< Geotechnical aspects of environmental control; (1985)>
- [10]. **Ben djeddou azz eddine** <<Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie>> ;( Université Mohamed Khider-Biskra ; mémoire magister ; Promotion 2014/2015)
- [11]. **Ouzaid Ilyes** ; <<Stabilisation des Pentas par Inclusions Rigides >> ,(Université Mohamed Khider-Biskra ; Promotion 2013/2014)
- [12]. **H.Bendadouche , Y , Hammadi** ;<<Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements de terrain de la ville de Bejaia >>; (université abde-rahmane-mira-Bejaia ; Promotion 2016/2017)

- [13]. **Ouazir mansour .ouazir Abderrahmane** :<< Application du système expert au mouvement terrain (stabilité des pentes)>> ;( mémoire magister ; ununiversité Hassiba-ben bouali de chlef ; Promotion 2013/2014).
- [14]. **Dahmani Hichame,Kolli Bekkaye** ; << Les glissements de terrains dans les sols non saturés>> ;( université-Abou-bekr-belkaid- tlemcen ; Promotion 2012/2013)
- [15]. **BENDADOUCH.H, LAZIZI.S** ;<< glissement de terrain et de confortements ; copyright pages bleues internationales ;(2013)>>
- [16]. Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers ; (2009)
- [17]. **Hassan Ammour**; <<analyse de la stabilité du talus de la carrière>> ; (memoir master ; Tébessa Promotion : 2007/2008 ; Université Chikh Larbi Tbessi)
- [18]. **Ziat Islame ,Yahiouche abd elmalek** ;<<Diagnostic et étude d'un glissements de terrain>> ,(université des frères mintouri, Constantine, Promotion 2016/2017)
- [19]. Water Survey étude géologiques-géophysiques environnement.
- [20]. **NIBOUCHE HICHAM** : <<Modélisation dynamique d'un glissement de terrain par le GEOSLOPE>>, (Mémoire de master option : parasismique génie civil .université des frères mintouri, Constantine, Promotion2012/ 2013)
- [21]. **BENREDJEM IBTISSAM** :<< Étude du glissement dans la région de Constantine>> , (mémoire de master option : Géotechnique génie civil. Université des frères mintouri, Constantine, Promotion 2013/2014)
- [22]. [22] **KAMEL M'ZOUGHEM** :<< Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El KEBIRA (Sétif)>> (Mémoire De fin d'étude en Option : Géologie de l'ingénieur. université Ferhat Abbas, Sétif, , Promotion2007/ 2006)
- [23]. **MOHAMED KHEMISSA** : <<Méthode d'analyse de la stabilité et technique de stabilisation des pentes>> (Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon (France))
- [24].**ALI DEROUICHE** : <<l'eau et les glissements de terrains a Constantine Algérie nord - orientale: impact sur les infrastructures 2012>
- [25]. **ABDELGHANI BELOUAR** :<< Zonage cartographique des aléas glissements en milieu urbain; cas de la ville de Constantine (Algérie)>>

(journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur jngg'08 -  
Nantes, 18-20 juin 2008)

- [26]. **BENAZZOUZ MOHAMED TAHAR** : <<Évaluation du risque des glissements de terrain en milieu urbain appliquée à la ville de Constantine>>:( les causes et les conséquences, Algérie 2009)
- [27]. **AISSA MOHAMED HAMZA** : <<Analyse et modélisation D'un Glissement de terrain>>( mémoire de mestre option : Géotechnique génie civil. Universitaire Khemis Miliana. Algérie, Promotion 2012/2011)
- [28]. **HOUCEMEDDINE GUERF** :<< Stabilisation des talus renforcés par pieux>> (mémoire de magistère Université El Hadj Lakhdar ,Batna, Promotion 2006/2007)
- [29]. **MENDJEL DJENATTE** :<< analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus>> (thèse de doctorat des sciences options géotechnique .université Badji-Mokhtar-Annaba,2009 )
- [30]. **haoues nassima , loucif sara** :<< Étude de stabilité d'un talus>> (mémoire master en génie civil option géotechnique. université larbi ben m'hidi oum Elbouaghi , Promotion 2017)
- [31]. **ARZOUR NACER** :<< La résistance au cisaillement des sols non saturés impact sur la stabilité des talus>>, (mémoire master en génie civil option géotechnique. université des freres mintouri, Constantine, Promotion 2012/2013)
- [32]. **R. M. FAURE**,. « Stabilité des pentes et glissement de terrains ». (1984)
- [33]. **Jean-Louis DURVILLE, Gilles SÈVE.C 254**, Stabilité des pentes 'Glissements en terrain meuble'.Techniques de l'Ingénieur.
- [34]. **Philipponnat.G** « Fondations et ouvrages en terre », Edition Eyrolles, (1998).
- [35]. **J.L.Durville, G.Sève** : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
- [36]. **LCPC**. « Stabilisation des glissements de terrain » (guide technique), Février 1998.
- [37]. **Hamadou.N** «Risque liés aux mouvements de terrain dans le Tell

- constantinois : cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». (Mémoire de Magister .Université de Betana, Promotion 2011).
- [38]. [www.sigra.com.au](http://www.sigra.com.au).
- [39]. **AHMED,A**, [2012] : « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12 » ,(Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach Promotion2011/2012)
- [40]. **Taftaf.R, Slimani.F** :<<Analyse et confortement du glissement de terrain de la RN 75 sis à Tala Hamza Wilaya de Bejaia>>. (Mémoire de Master 2.Université de Bejaia, Promotion 2012/2013).
- [41]. [www. Memento de maire .fr](http://www.Memento de maire .fr)
- [42]. **HAMADANAOUEL** ;<< Eude comparative entre les methodes d'analyse de la stabilité des talus en utilisant les logiciels Plaxis et talren>>. (Mémoire de Master 2. UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE, Promotion2016 /2017)
- [43]. **Laboratoire des Travaux Publics de l'Est**, Direction Régionale de Constantine(LTPE)
- [44]. **Google Earthe**
- [45]. **CHERBOUL Fatima**: <<analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain>> (Mémoire de Master 2.; Université Chikh Larbi Tbessi ,Tébessa, Promotion2015 /2016)

## Annexe



### Définition des 140 logements L.P.L

a-2/ photos de caisses à carottes :

#### Sondage carotté N° 03

Caisse N° 01– Profondeur : 0.00 –5.00m Caisse N° 02– Profondeur : 5.00 – 10.00m





**Caisse N° 03– Profondeur : 10.00 –15.00m Caisse N° 04– Profondeur : 15.00 –  
20.00m**



**Caisse N° 05– Profondeur : 20.00 – 25.00m**



**Sondage carotté N° 04**

**Caisse N° 01– Profondeur : 0.00 –5.00m Caisse N° 02– Profondeur : 5.00 – 10.00m**



**Variation des déplacements**  
**(27/03/2019 - 11/04/2019)**

**-SCI03-**

**Direction A-**

**Direction B**

