

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de L'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel*  
*Faculté des Sciences et Technologie*  
*Département Génie Civil et Hydraulique*



*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme*  
*De Master Académique*  
*Option : géotechnique*

## *Thème*

**Modélisation numérique et confortement  
du mouvement de terrain  
RN43 au Pk127+200  
Settara -Jijel**

*Présenté par :*

- ❖ *Boudraa Abderrahim*
- ❖ *Bouchair Nadjib*

❖ *Encadré par :*

- ❖ *Mr : Bouraoui Ichem*

*Promotion : octobre 2020*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciement*

*On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr HICHEM BOURAOUI, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Pour son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.*

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

*Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants de notre promo pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve.*

*Nos profonds remerciements vont également à tous mes collègues et les personnes qui nous ont aidés et soutenue de près ou de loin.*

## *Dédicace*

*À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*À ma très chère mère à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*

*À mon très cher père qui m'a soutenu et a su me donner courage au moment venu.*

*À mes très chers frères*

*À mes très chères sœurs*

*À tous les membres de la famille : BOURAA*

*À mes très chères amies*

*À tous (tes) mes collègues*

*Abderrahim*

## *Dédicace*

*À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleurs. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*À ma très chère mère à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*

*À mon très cher père qui m'a soutenu et a su me donner courage au moment venu.*

*À mes très chers frères*

*À mes très chères sœurs*

*À tous les membres de la famille : BUCHAIR*

*À mes très chères amies*

*À tous (tes) mes collègues*

*NADJIB*

## **Résumé :**

Le glissement de terrain est l'un des plus graves et répandus problèmes dans la géotechnique. Notre travail s'intéresse à faire l'étude de traitement du glissement de terrain survenu au niveau de la route nationale RN 43 localisé au droit du PK 127+200.

Nous avons commencé par une étude des aspects géotechniques et autres du mouvement du sol, puis on a cité les différentes méthodes de calcul et les méthodes de confortement. On a étudié et analysé la stabilité manuellement par la méthode des tranches et numériquement à l'aide de deux logiciels, PLAXIS 2D et GEOSLOPE 2012. Afin de déterminer le déplacement et le facteur de sécurité. Cela nous a permis de juger de l'instabilité du terrain et donner le type de renforcement.

**Mots clés :** Glissement, coefficient de sécurité, méthodes de calculs, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2012

## **Abstract:**

One of the most serious and widespread problems in geotechnics is landslide. Our work is concerned with studying the treatment of the landslide that occurred on the national road RN 43 located at the right of PK 127 + 200.

We started with a study of geotechnical and other aspects of ground movement, and then we cited the different calculation methods and reinforcement methods. Then we did a stability analysis manually by the slice method and numerically using two software, PLAXIS 2D and GEOSLOPE 2012. In order to determine the safety factor. This allowed us to judge the instability of the ground and give the type of reinforcement.

**Keywords :** Safety factor, Landslides, methods of calculations, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2012.

## **ملخص:**

الانهيارات الأرضية هي واحدة من أخطر المشاكل وأكثرها انتشاراً في الجيوتكنيك. يهتم عملنا بدراسة معالجة الانهيار الأرضي الذي حدث على الطريق الوطني رقم 43 الواقع في النقطة الكيلومترية 127+200.

بدأنا بدراسة الجوانب الجيوتقنية وغيرها من جوانب حركة الأرض، ثم ذكرنا طرق الحساب المختلفة وطرق التعزيز. ثم أجرينا تحليل الثبات يدوياً بطريقة الشرائح وعددياً باستخدام برنامجين، PLAXIS 2D و GEOSLOPE 2012. من أجل تحديد عامل الأمان. سمح لنا هذا بالحكم على عدم استقرار الأرض وإعطاء نوع التعزيز.

**الكلمات المفتاحية:** عامل الأمان ، الانهيارات الأرضية ، طرق الحساب ، PLAXIS 2D ، GEOSLOPE 2012

<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Introduction général</b> .....	1

## Sommaire

### CHAPITRE I : généralité sur la stabilité des pentes

I.1 Introduction :.....	2
I.2 Les mouvements lents continus :.....	2
I.2.1 les affaissements :.....	2
I.2.2 Les tassements :.....	3
I.2.3 Les retraits –gonflement des argiles :.....	3
I.2.4 Les fluages : .....	4
I.2.5 Les solifluxions :.....	4
I.2.6 Le fauchage :.....	5
I.3 Les Mouvements Rapides et Discontinus:.....	5
I.3.1 L'effondrements :.....	5
I.3.2 L'éboulement :.....	6
I.3.3 les coulées boueuses :.....	6
I.4 Glissement de terrain: .....	7
I.4.1 les caractéristiques d'un glissement de terrain :.....	8
I.4.2 Classification des glissements :.....	9
I.4.2.1 Selon la profondeur de surface et la vitesse moyenne du glissement :.....	9
I.4.2.2 Selon la morphologie de la surface de glissement :.....	9
A : Le glissement plan : .....	9
B : Le glissement circulaire ou rotationnel :.....	10
C : Glissement quelconque : .....	11
I.4.3 Types de surfaces des glissements: .....	11
I.5 Principales causes des glissements de terrain :.....	11
I.6 Conclusion: .....	12

### CHAPITRE II : méthodes de calcul

II.1 Introduction: .....	13
II.2 Notion sur le coefficient de sécurité :.....	13
II.3 Recherche du coefficient de sécurité :.....	14

---

II.4 Choix de la valeur du coefficient de sécurité : .....	14
II.5 Choix du type de méthode de calculs : .....	15
II.6 Méthodes de calcul : .....	16
II.6.1 Méthode globale : .....	16
II.6.2 Méthode des tranches : .....	16
II.6.3 Méthode de Fellenius (1927) : .....	17
II.6.4 Méthode de Taylor (1948) : .....	17
II.6.5 Méthode suédoise (1936) : .....	17
II.6.6 Méthode de Caquot (1954) : .....	18
II.6.7 Méthode de BIAREZ (1962) : .....	18
II.6.8 Méthode de Lowe et Karafiath (1960) : .....	18
II.6.9 Méthode de bishop simplifiée (1955) : .....	18
II.6.10 Méthode de TARZAGHI : .....	19
II .6.11 Méthode de Spenser (1967): .....	19
II .6.12 Méthode de SARMA (1973) : .....	19
II .6.13 Méthode de JANBU .....	19
II .6.13.1 Méthode de JANBU simplifiée (1955) : .....	19
II .6.13.2 la méthode de JANBU généralisée (1973) : .....	20
II .6.14 Méthode de l'usbr (méthode des tranches ordinaires) .....	20
II .6.15 Méthode de Culman (1774) : .....	20
II .6.16 Méthode de FROHLICH (1963) : .....	21
II .6.17 Méthode des cales : .....	21
II .6.18 Méthode des perturbations (1972) : .....	22
II.6.19 Méthode générale des coins « rupture par translation » (1995) .....	22
II.6.20 Méthode de Fredlund et Krahn (1977) ou « méthode générale à la rupture » : .....	23
II.6.21 Méthode de Morgenstern et Price : .....	23
II.6.22 Méthode d'analyse probabiliste de la stabilité des pentes d'Alonso : .....	23
II.6.23 La méthode pas à pas : .....	23
II.6.24 Méthode de Coulomb (1776) : .....	23
II.7 Principe de méthode : .....	24
II.7.1 Méthode des tranches de Fellenius : .....	24
II.7.2 Méthode des tranches de Bishop simplifiée : .....	26



II.8 Différents logiciels d'analyse de stabilité : .....	27
II.9 Conclusion : .....	27

### **CHAPITRE III : méthodes de confortement**

III.1 Introduction : .....	28
III.2 Choix d'une technique de stabilisation : .....	28
III.3 Contraintes économiques : .....	28
III.4 Adaptation de la technique au glissement : .....	29
III.5 Terrassements : .....	29
III.5.1 Remblai de pied : .....	30
III.5.2 Allègement entête : .....	30
III.5.3 Reprofilage: .....	31
III.5.4 Purge : .....	31
III.5.5 Substitution totale ou partielle : .....	32
III.6 Dispositifs de drainage : .....	32
III.6.1 Collecte et canalisation des eaux de surface : .....	33
III.6.2 Drains subhorizontaux : .....	34
III.6.3 Tranchées drainantes : .....	34
III.6.4 Drains verticaux, galeries drainantes : .....	35
<i>III.6.5 Masques et éperons drainants</i> .....	36
III.6.6 les géotextiles .....	36
Type de géotextiles .....	37
Les six fonctions élémentaires .....	37
La mise en œuvre du Géotextile .....	38
III.6.7 Géomembranes .....	38
III.6.8 géogrilles .....	39
III.6.8.1 Présentation du matériau .....	39
III.6.8.2 Caractéristique du produit .....	39
III.6.8 Géocomposite .....	40
III.7 Eléments résistants .....	41
III.7.1 Ouvrages de soutènement .....	41
III.7.1.1 Les Mur de soutènement : .....	41
III.7.1.2 les parois moulées .....	41

III.7.1.3 la paroi ancrée : .....	42
III.7.1.4 Parois préfabriquées : .....	42
III.7.1.5 Paroi arcachonnaise : .....	42
III.7.2 Rideaux de palplanches : .....	43
III.7.3 Murs à parement cellulaire .....	44
III.7.4 Les Pneusols .....	44
III.7.5 Murs en gabions : .....	44
III.7.6 Mur en Terre armée .....	45
III.7.7 Tirants d’ancrage .....	46
III.7.8 Béton projeté.....	46
III.7.9 Clous et micro-pieux .....	47
III.7.10 Pieux et barrettes.....	48
III.7.11 Texsol .....	49
III.7.12 Les colonnes ballastées : .....	49
III.8 Conclusion : .....	51

#### **CHAPITRE IV : analyse et caractéristique du site**

IV.1 Introduction.....	52
IV.2 Situation géographique.....	52
IV.3 Contexte géologique.....	53
IV.3.1 Contexte géologique local.....	53
IV.3.2 Contexte géologique de site.....	53
IV.4 Géomorphologie et hydrologie du site.....	54
IV.5 Sismicité de la région.....	54
IV.6 Le climat.....	55
IV.7 Description des désordres.....	56
IV.8. Programme d’investigations géotechniques.....	57
IV.8.1. Les essais in-situ.....	57
IV.8.1.1. Campagne d’investigation par sondages carotté.....	57
IV.8.1.2. Campagne d’investigation par pénétromètre dynamique.....	58
IV.8.1.3. Campagne de reconnaissance géophysique.....	59
IV.8.1.3.1. Tomographie électrique.....	59
IV.8.1.3.2. Tomographie sismique.....	60

IV.8.2. Les essais au laboratoire .....	60
❖ Essais physiques .....	60
❖ Essais mécaniques .....	61
❖ Analyses chimiques .....	61
IV.8.2.1. Analyse et Interprétation des résultats des essais au laboratoire .....	61
IV.8.2.2. Caractéristiques physiques .....	61
IV.8.2.3. Caractéristiques mécaniques.....	62
IV.8.2.4 Caractéristiques chimiques.....	63
IV.8.2.5 Caractéristiques géophysiques.....	64
IV.9. Conclusion.....	65

### **CHAPITRE V : étude et confortement de glissement**

V.1 Introduction .....	66
V.2 Calcul manuel.....	66
V.2.1 Méthode de Fellenius.....	67
V.2.2 Méthode de Bishop .....	68
V.3 Calcul par logiciel .....	69
V.3.1 Présentation du logiciel GEO-SLOPE.....	69
V.3.1.1 Déroulement de logiciel .....	71
V.3.1.2 Les caractéristiques géotechniques de talus .....	71
V.3.1.3 Les caractéristiques de la surcharge routière .....	72
V.3.1.4 Modélisation numérique du modèle initial .....	72
V.3.1.5 Résultats du calcul de coefficient de sécurité .....	73
V.3.1.6 Interprétation des résultats :.....	76
V.3.2 Présentation du logiciel PLAXIS :.....	76
V.3.2.1 Déroulement du logiciel :.....	76
V.3.2.2 Les modèles incorporés dans le plaxis :.....	77
a. Modèle élastique linéaire :.....	77
b. Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM) : .....	77
c. Modèle de durcissement par écrouissage isotropique ‘Hardening -Soil model’ (HSM)..	78
V.3.2.3 Les étapes de modélisation.....	79
V.3.2.3.1 La géométrie de modèle.....	79
V.3.2.3.2 Les conditions aux limites .....	79

---

V.3.2.3.3	Caractéristiques des matériaux .....	79
V.3.2.3.4	Generation du maillage .....	84
V.3.2.3.5	Définitions des conditions initiales .....	85
V.3.2.3.6	Les phases de calculs .....	85
V.3.2.3.7	Talus modélisé après calcul .....	86
a)	La déformée du talus .....	86
b)	Coefficient de sécurité .....	86
c)	Le cercle de glissement.....	87
V.3.2.3.8	Talus modélisé après calcul avec la charge .....	87
a)	Les caractéristiques de la charge .....	87
b)	La déformée du talus avec la charge.....	88
c)	Coefficient de sécurité .....	88
d)	Le champ des déplacements .....	89
V.3.2.3.9	Interprétation des résultats .....	89
V.4.	Méthodes de confortement et de stabilisation de talus étudié .....	89
V.4.1	Méthode de confortement et de stabilisation .....	90
V.4.2	Confortement avec logiciel PLAXIS .....	90
V.4.2.1	Les caractéristiques de pieu .....	90
V.4.2.2	Les caractéristiques de mur de soutènement .....	91
V.4.2.3	Talus modélisé avec un mur de soutènement fondé sur des pieux .....	91
V.4.2.4	Cercle du glissement .....	92
V.4.2.5	Coefficient de sécurité.....	92
V.5	Estimation des coûts .....	93
VI.6	Conclusion .....	93
	<b>Conclusion générale</b> .....	94
	<b>Référence</b>	
	<b>Annexes</b>	

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : généralité sur la stabilité des pentes

Figure I.1: Affaissement dû à une exploitation minière.....	2
Figure I.2: Affaissement de la route à Azazga, Tizi Ouzou.....	3
Figure I.3: Phénomène de tassement latéral.....	3
Figure I.4: Schéma Explicatif des phénomènes retrait-gonflement.....	3
Figure I.5: Phénomène de fluage.....	4
Figure I.6 : Phénomène de solifluxion.....	4
Figure I.7:Le mécanisme de fauchage.....	5
Figure I.8: Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines.....	5
Figure I.9 : Effondrement à Guatemala.....	6
Figure I.10 : Aspect d'éboulements.....	6
Figure I.11 : la coulée boueuse à Illilten, Tizi Ouzou(2012).....	7
Figure I.12 : Glissement des Différents terrains.....	7
Figure I.13: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.....	8
Figure I.14 : Glissement plan.....	9
Figure I.15: Schématisation du phénomène de glissement circulaire(a)avant activation(b) après activation.....	10
Figure I.16: Glissement rotationnel simple.....	10
Figure I.17 : Glissement rotationnel complexe.....	10
Figure I.18 : Types de surfaces des glissements.....	11

### CHAPITRE II : méthodes de calcul

Figure II.1: Méthode global.....	16
Figure II.2: Méthode de Caquot.....	18
Figure II.3: Forces agissent sur une tranche.....	19
Figure II.4: Représentation des forces sur une tranche.....	20
Figure II.5: La représentation des forces sur une tranche.....	20
Figure II.6: Méthode de Culman.....	21
Figure II.7: agissant sur une tranche.....	21
Figure II.8: méthode de perturbation.....	22
Figure II.9: exemple de découpage en blocs.....	23
Figure II.10: Découpage en tranches d'un talus.....	24

Figure II.11: Forces agissant sur la tranche n.....	25
---	----

### CHAPITRE III : méthodes de confortement

Figure III.1: butée de pied (par plots) .....	30
Figure III.2: Allègement en tête.....	30
Figure III.3: Reprofilage .....	31
Figure III.4: technique de Purge d'après LCPC .....	31
Figure III.5: Substitution partielle et éperons drainants .....	32
Figure III.6: fossé et caniveaux au bord de la route .....	33
Figure III.7 : Drains subhorizontaux.....	34
Figure III.8 : Tranché drainante.....	35
Figure III.9 : Stabilisation par drains du glissement Noaillac (Corrèze, France).....	35
Figure III.10 : Eperon drainant.....	36
Figure III.11: Masque drainant. ....	36
Figure III.12: Vue d'un mur en géotextile en cours de réalisation à la RN24 SAKET (Bejaia). .....	36
Figure III.13 : Typologie des géotextiles .....	37
Figure III.14: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus. ....	38
Figure III.15 : Mise en œuvre du géotextile .....	38
Figure III.16: Géomembrane BMC Gulf DUBAI.....	39
Figure III.17: Exemple de géogrille biaxiale .....	40
Figure III.18 : Exemple de structure du géocomposite de drainage .....	40
Figure III.19 : Mur de soutènement. ....	41
Figure III.20 : parois préfabriquées .....	42
Figure III.21: Paroi arcachonnaise .....	43
Figure III.22: Paroi de palplanche.....	43
Figure III.23: Murs à parement cellulaire .....	44
Figure III.24: Renforcement par Pneusol.....	44
Figure III.25: Soutènement par gabionnage .....	45
Figure III.26: Principe de la technique terre armée. ....	46

Figure III.27: Schéma de confortation par tirants d'ancrages .....	46
Figure III.28: Béton projeté .....	47
Figure III.29: Clouages d'un glissement.....	48
Figure III.30: Pieux et barrettes .....	49
Figure III.31: Un massif de Texsol.....	49
Figure III.32: réalisation des colonnes ballastées .....	50
Figure III.33 : schéma explicatif d'Inclusions rigides (IR) .....	50

#### **CHAPITRE IV : analyse et caractéristique du site**

Figure IV.1 : Localisation du site du glissement sur la carte topographique .....	
D'El Milia à 1/50 000eme.....	52
Figure IV.2 : Carte géologique au niveau de glissement (extrait de la carte géologique d'Aine Kechera (1/50 000).....	53
Figure IV.3 : Vue sur une source captée en aval de la route.....	54
Figure IV.4 : Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99. ....	55
Figure IV.5 : Diagramme climatique de Settara. ....	55
Figure IV.6 : Vue sur les désordres de talus. ....	56
Figure IV.7 : Vue sur les déformations de talus.....	56
Figure IV.8 : Schéma d'implantation des essais in-situ réalisés.....	57
Figure IV.9 : Implantation d'essais de panneaux électriques.....	59
Figure IV.10 : Implantation d'essais de tomographie sismique.....	60
Figure IV.11 : Profile électrique 1. ....	64
Figure IV.12 : Profile électrique 2. ....	64
Figure IV.13 : Les profils sismiques.....	65

#### **CHAPITRE V : étude et confortement de glissement**

Figure V.1 : schéma représentatif de cercle de rupture manuellement.....	66
Figure V.2 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied .....	67
Figure V.3 : Présentation du logiciel GEOSLOPE.....	70
Figure V.4 : Fonctionnement du logiciel géo-slope.....	71
Figure V.5 : Les caractéristiques de la surcharge routière.....	72
Figure V.6 : Modèle initiale modélisé Pk127+200.....	72
Figure V.7 : Cercle de rupture obtenue selon Bishop.....	73
Figure V.8 : Cercle de rupture obtenue selon Morgenstern-Price.....	73

Figure V.9 : Cercle de rupture obtenue selon Spencer.....	74
Figure V.10 : Cercle de rupture obtenue selon Janbu Généralisé. ....	74
Figure V.11 : Cercle de rupture obtenue selon Ordinaire. ....	75
Figure V.12 : Cercle de rupture obtenue selon Janbu. ....	75
Figure V.13 : Déroulement du logiciel plaxis .....	77
Figure V.14 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ....	78
Figure V.15 : La géométrie de modèle.....	79
Figure V.16 : les données géotechnique Granite fracturé 1. ....	79
Figure V.17 : les données géotechnique Granite fracturé 2. ....	80
Figure V.18 : les données géotechnique Remblais 1. ....	80
Figure V.19 : les données géotechnique Remblais 2. ....	81
Figure V.20 : les données géotechnique Argile 1. ....	81
Figure V.21 : les données géotechnique Argiles 2.....	82
Figure V.22 : les données géotechnique Argile sableuses 1. ....	82
Figure V.23 : les données géotechnique Argile sableuses 2. ....	83
Figure V.24 : les données géotechnique Argile marneuses 1. ....	83
Figure V.25 : les données géotechnique Argile marneuse. ....	84
Figure V.26 : le maillage du modèle. ....	84
Figure V.27 : Définition des conditions initiales. ....	85
Figure V.28: les différentes phases avant le calcul. ....	85
Figure V.29 : Représentation de la déformation du maillage. ....	86
Figure V.30 : Coefficient de sécurité du talus.....	86
Figure V.31 : Rayon de cercle de glissement.....	87
Figure V.32 : Les caractéristiques de la charge .....	87
Figure V.33: Représentation de la déformation du maillage avec la charge.....	88
Figure V.34 : Coefficient de sécurité du talus avec la charge.....	88
Figure V.35 : le champ de déplacement total du talus avec la charge .....	89
Figure V.36 : Les caractéristiques de pieu. ....	90
Figure V.37: Les caractéristiques de la semelle et le voile. ....	91
Figure V.38 : Talus modélisé avec fondé sur deux pieux. ....	91
Figure V.39 : Cercle de glissement après confortement. ....	92
Figure V.40 : Coefficient de sécurité du talus après confortement (FS=1,555).....	92



## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : généralité sur la stabilité des pentes

Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain selon la profondeur de leur surface de glissement et la vitesse moyenne du mouvement.....	9
--	---

### CHAPITRE II : méthodes de calcul

Tableau II.1 : FS en fonction de grandeurs par rapport à une grandeur limite.....	14
Tableau II.2: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	15

### CHAPITRE IV : analyse et caractéristique du site

Tableau IV.1 : résultats des essais PDL. ....	59
Tableau IV.2 : Résultats des essais physiques SC1. ....	61
<i>Tableau IV.3</i> : Résultats des essais physiques SC2. ....	62
Tableau IV.4 : Résultats des essais de cisaillement CD et UU. ....	62
Tableau IV.5 : résultats essai de compression mesure la résistance à la compression .....	63
Tableau IV.6 : Résultats des essais chimiques. ....	63

### CHAPITRE V : étude et confortement de glissement

Tableau V.1 : Les résultats de calcul par la méthode de fellenius. ....	68
Tableau V.2 : Les résultats de calcul par la méthode de bishop .....	69
<i>Tableau V.3</i> : Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs . ....	71
Tableau V.4 : Les résultats obtenus par les différentes méthodes étudiées. ....	76
Tableau V.5 : devis quantitatif estimatif de solution .....	93

# ***INTRODUCTION GENERAL***

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme un danger naturel permanent rencontré dans le monde entier, car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des majeurs dégâts. Il est indispensable de prêter beaucoup d'attention en prenant en considération les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Notre travail consiste à l'analyse et le confortement d'un glissement de terrain situé à l'approche de la commune de Settara, à la wilaya de Jijel. Il est localisé au point kilométrique 127+200 sur la RN 43. Ce travail s'articule principalement en deux parties, qui sont les suivantes :

- La première partie comporte trois chapitres, consiste à une étude bibliographique sur les différents types de glissement, les causes et les différentes méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.
- La deuxième partie comporte deux chapitres, à été consacré à :
  - La description du site ou a avait eu le glissement.
  - L'étude géotechnique afin de déterminer les paramètres essentiels pour l'analyse et l'étude du glissement.
  - Détermination de la surface de rupture manuellement en utilisant la méthode des tranches (Bishop, Fellenius) et numériquement en utilisant les logiciels GEO-SLOPE 2012 et PLAXIS 2D.
  - Le dimensionnement d'un système de confortement adéquat.

***CHAPITRE I :***  
***GENERALITE SUR LA STABILITE***  
***DES PENTES***

## I.1. Introduction :

De nombreuses régions dans le monde sont confrontées à des mouvements de terrain pouvant causer des catastrophes immenses y compris pour les pertes humaines. Ceux-ci sont des manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séismes, etc.) ou anthropiques (terrassment, vibration, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

La quantité de matériaux mis en mouvement peut être relativement peu importante jusqu'à affecter des masses énormes (plusieurs millions de mètres cube).

Les mouvements de terrain comprennent diverses manifestations en fonction de plusieurs critères tels que : la géologie, géomorphologie, mécanique, âge du glissement, ainsi que la vitesse du mouvement.

On y distingue principalement deux types de mouvements : les mouvements lents continus, et ceux rapides discontinus.

## I.2. Les mouvements lents continus :

Pour lesquels la déformation progressive, parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale, pas toujours perceptible par l'homme, Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

### I.2.1. les affaissements :

Ils résultent de l'évolution lente et progressive de cavités souterraines dont l'effondrement du toit est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. L'affaissement se traduit par une dépression topographique sans rupture apparente, parfois en cuvette. [17]

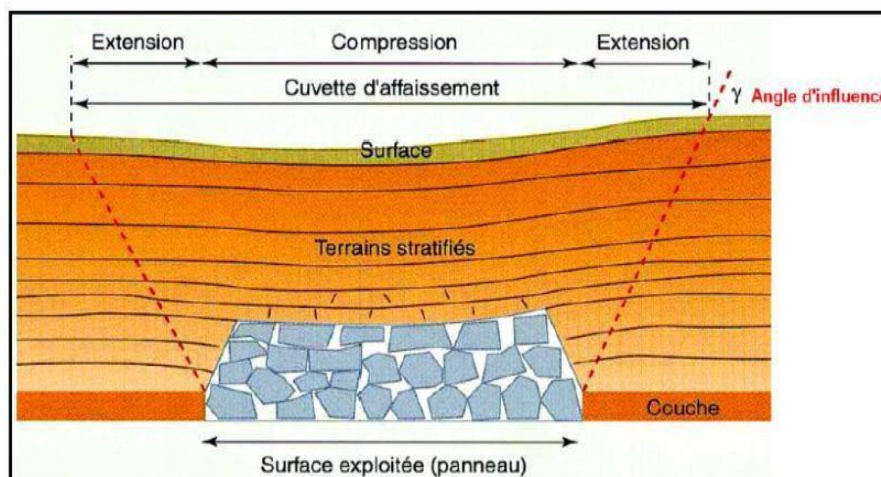


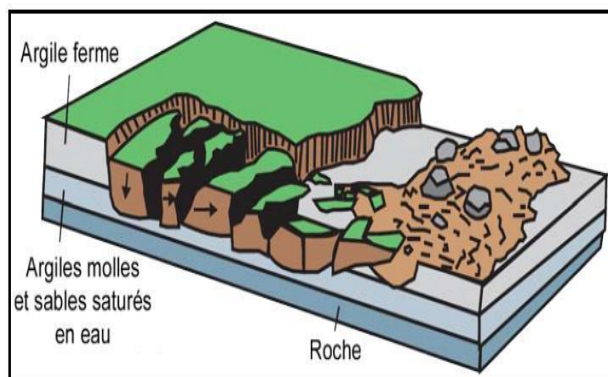
Figure I.1: Affaissement dû à une exploitation minière [29]



**Figure I.2:** Affaissement de la route à Azazga, TiziOuzou

### I.2.2. Les tassements :

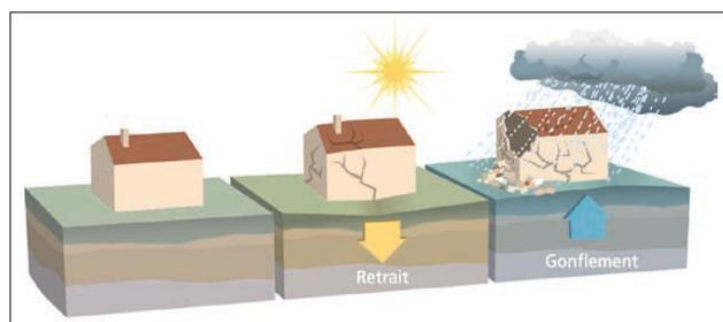
Ils sont liés à la diminution de volume de certains sols compressible (vases, tourbes, marnes et argiles peu consistantes) sous l'effet des charges qui leur appliquées et de l'assèchement. Le déclenchement du phénomène est souvent dû à un mouvement rapide du sol.



**Figure I.3:** Phénomène de tassement latéral [11]

### I.2.3. Les retraits –gonflement des argiles :

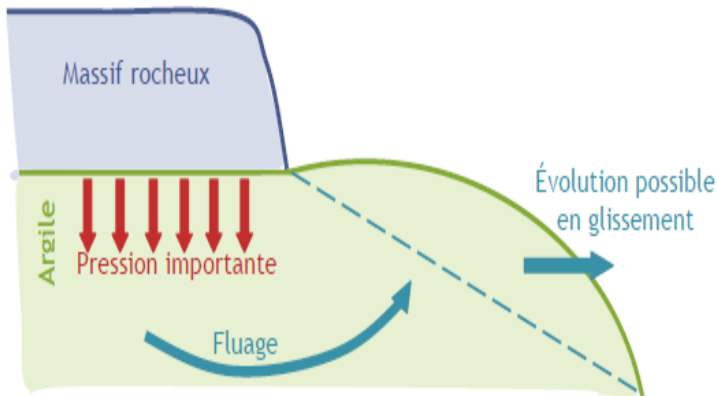
Ils correspondent à l'alternance de deux processus :un retrait suivi d'un gonflement. Ils sont liés aux changements d'humidité des sols fins argileux et sévissent surtout en périodes de sécheresse. Ce sont les phénomènes de capillarité et surtout de succion qui régissent le comportement et les variations de volume des sols face aux variations de teneur en eau, indépendamment des variations de contraintes extérieures. [17]



**Figure I.4:** Schéma Explicatif des phénomènes retrait-gonflement (Source : BRGM)

### I.2.4. Les fluages:

Ils correspondent à un cas particulier de déformation qui intervient lorsqu'une charge est maintenue pratiquement constante durant un temps prolongé. La propriété du fluage est de permettre la déformation lente d'un matériau sans atteindre les limites de résistance mécanique, donc sans rupture du matériau. [17]



a : Schématisation du phénomène de fluage [16]

b : Fluage (RN11, Cherchell, Algérie)

Figure I.5: Phénomène de fluage

### I.2.5. Les solifluxions :

Il s'agit d'un fluage de la couche superficielle sursaturée en eau et qui se produit généralement sur un sous-sol peu perméable ou imperméable.

Ils peuvent se produire sur des pentes même faibles ( $5^\circ$  à  $10^\circ$ ). Ils affectent plus particulièrement des sols à faible cohésion, à caractère gélif, dont ils détruisent totalement le peu de cohésion (en cela la solifluxion n'est pas un phénomène de fluage au sens strict). [17]

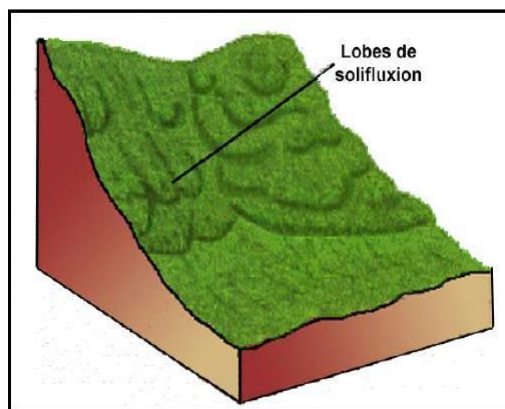


Figure I.6 : Phénomène de solifluxion [11]

### I.2.6. Le fauchage :

C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale.

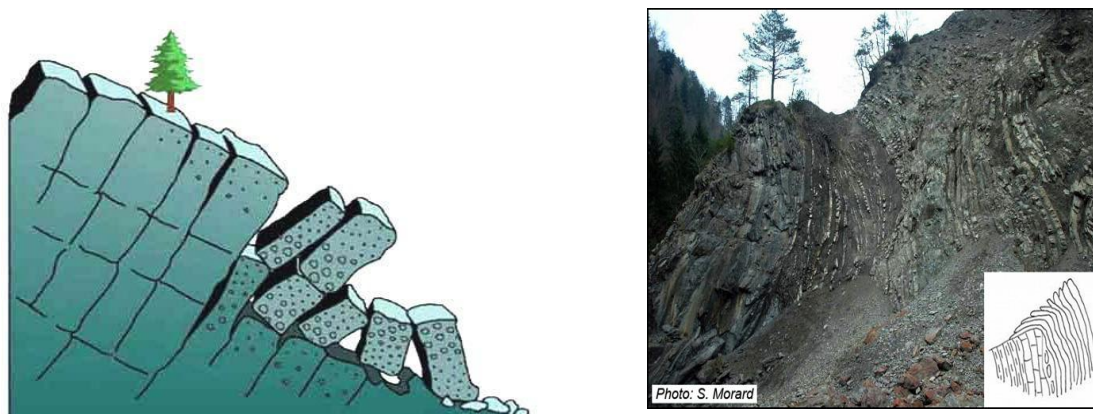


Figure I.7: Le mécanisme de fauchage [11]

### I.3. Les Mouvements rapides et discontinus :

Il s'agit de mouvements dont la genèse résulte d'une rupture brutale, on peut les scinder en deux groupe selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié. Ils se regroupent en : effondrements, l'éboulement, les chutes de pierres ou de blocs, les coulées boueuses. [17]

#### I.3.1. L'effondrements :

Ce sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol qui résultent de la rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles. Ils se manifestent par l'ouverture d'excavations grossièrement cylindriques. [17]

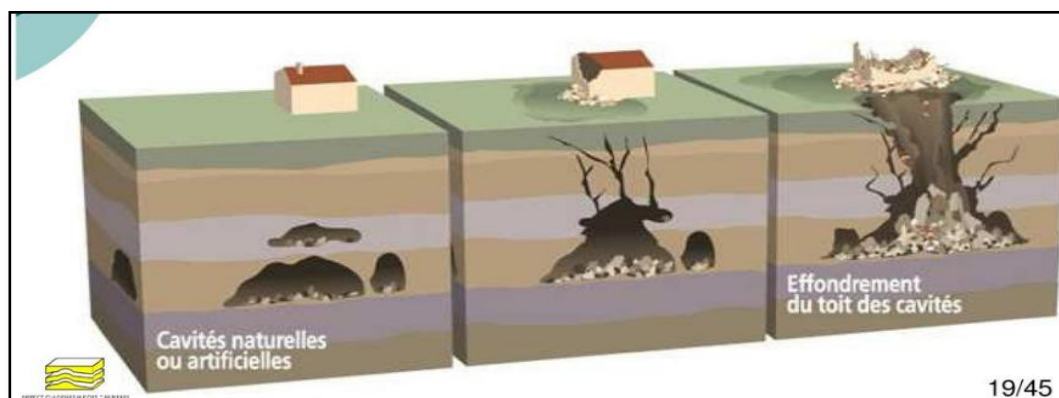


Figure I.8: Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines





*Figure I.9 : Effondrement à Guatemala*

### I.3.2. L'éboulement :

Dans ce type de mouvement, un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous son propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels éboulements génèrent une chute de gros rochers, qui peuvent par la suite emporter avec eux d'autres gravats, ce qui amène à une avalanche de débris.

Généralement avant l'éboulement, des fractures et des variations géométriques faibles apparaissent dans la roche. Si reconnaître les zones à risque est aisé, être capable prédire le moment exact de l'éboulement est très complexe, souvent impossible. [16]



*a : Schématisation du phénomène d'éboulement [16]*

*b: Eboulements d'Aokas, Algérie(2015)*

*Figure I.10 : Aspect d'éboulements*

### I.3.3 les coulées boueuses :

D'une manière générale, il s'agit de la mise en mouvement de matériaux sans cohésion – ou l'ayant perdue dès la mise en mouvement – qui sont intimement mélangés à une quantité d'eau (avant ou après la mise en mouvement).

Les matériaux constitutifs d'une coulée boueuse peuvent être indifféremment, leur vitesse est variable : elle dépend du type de matériaux, de la quantité d'eau, de la viscosité de l'ensemble, de la pente, du volume et de l'état de saturation en eau. [17]



*Figure I.11 : la coulée boueuse à Illilten, TiziOuzou (2012)*

#### **I.4. Glissement de terrain :**

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrain bien délimitée, meubles ou rocheux au 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) [11].

Il peut s'intéresser les couches superficielles ou être très profonds (plusieurs dizaines de mètres), dans ce dernier cas, les volumes de terrain en jeu peuvent être considérables.

Les vitesses de glissement du terrain restent variables, ils peuvent être rapides et subits ou lents et continus sur une pente le long d'une surface de rupture.



*a : glissement de la Clapière en France*



*b : glissement de terrain en Birmanie*

*Figure I.12 : Glissement des Différents terrains*

##### **I.4.1. les caractéristiques d'un glissement de terrain :**

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure suivante : [29]

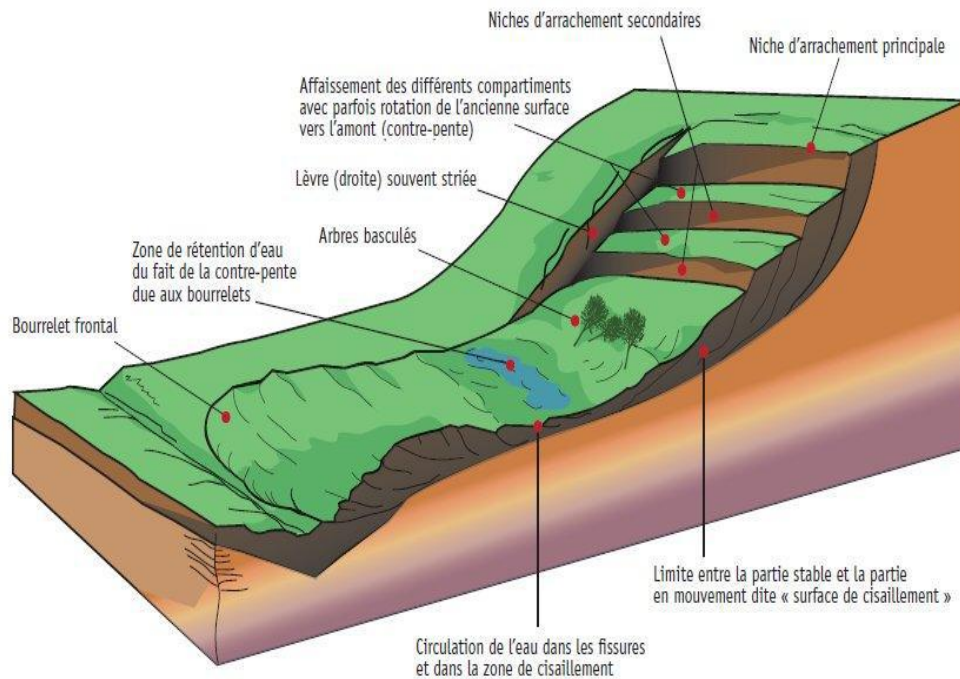


Figure I.13: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal

- **Couronne** : Zone située au-dessus de l'escarpement principal.
- **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale souvent concave.
- **Sommet**: Limite amont du glissement, point le plus élevé où le matériau glissé.
- **Tête**: Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : Cicatrice semblable à l'escarpement principal
- **Corps**: Partie du matériau glissée en amont du pied de la surface de glissement.
- **Pied** : Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.
- **Front** : Partie la plus aval du matériau glissé.
- **Surface de glissement** : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.
- **Pied de la surface de glissement**: L'intersection avale de la surface topographique initiale et la surface de glissement.
- **Matériau glissé**: Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement**: Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la Surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation**: Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement**: Volume situé au-dessus de l'escarpement principal.
- **Accumulation**: Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface topographique originale.

#### I.4.2. Classification des glissements :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de :

- La morphologie de la surface de glissement.

- La profondeur de leur surface de glissement. et la vitesse moyenne du mouvement.

**I.4.2.1. Selon la profondeur de surface et la vitesse moyenne du glissement :**

Les profondeurs de surfaces de glissement sont très variables : de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant.

La vitesse des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement très lent et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

*Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain selon la profondeur de leur surface de glissement. et la vitesse moyenne du mouvement [14]*

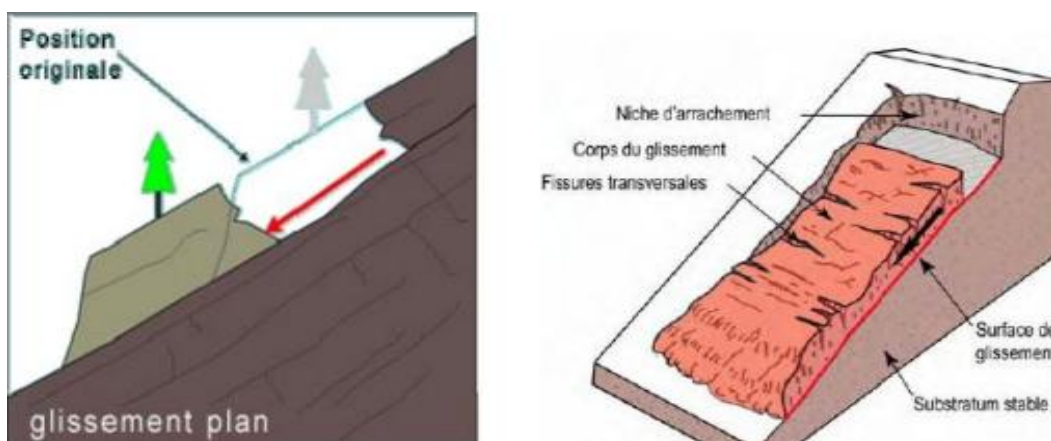
Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)		Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
Glissement	Surface de glissement	Glissement	Vitesse de glissement
Superficiel	0 – 2 m	Substabilité, très lent	0 – 2 cm/an
Semi-profond	2 – 10 m	Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Profond	10 -30 m	Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an
Très profond	> 30 m		

**I.4.2.2. Selon la morphologie de la surface de glissement :**

On distingue trois types principaux de glissements :

**A : Le glissement plan :**

Lors d'un glissement plan, quelques horizons de terrain ou un ensemble des couches se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur des surfaces de taille très variable. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

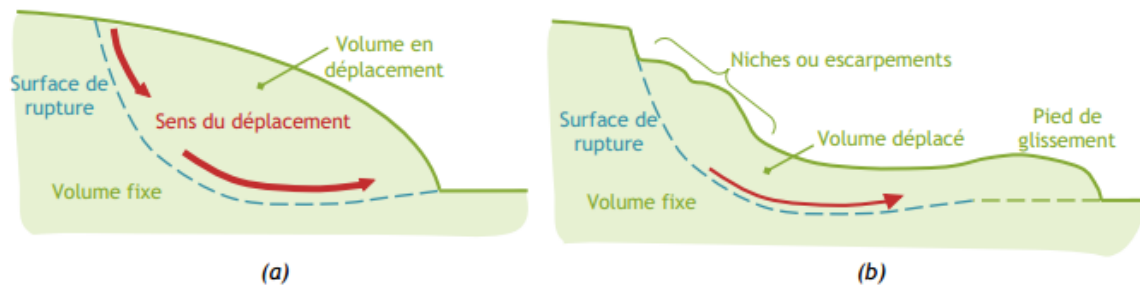


*Figure I.14 : Glissement plan [29]*

**B : Le glissement circulaire ou rotationnel :**

Lors d'un glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le

déplacement des matériaux est limité. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes cohésion ou très divisées.

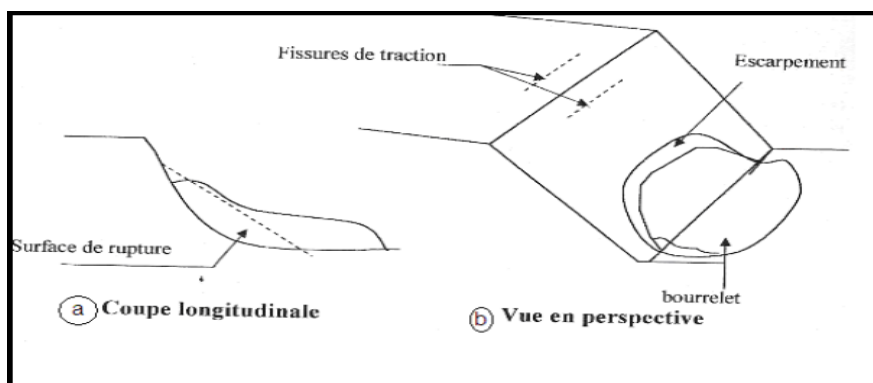


**Figure I.15:** Schématisation du phénomène de glissement circulaire(a)avant activation(b) après activation [16]

Dans ce type de glissement rotationnel on distingue deux classes, le rotationnel simple et celui le complexe (composé).

### Le glissement rotationnel simple :

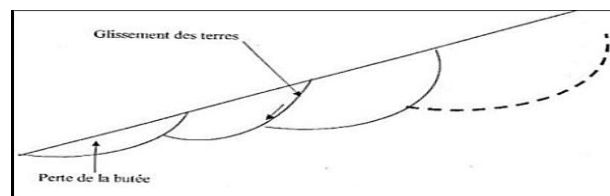
C'est le cas de glissements les plus répandus, La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre. Lors d'un tel glissement on remarque des fissures de traction en tête, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.et un bourrelet formé par des matières glissées à la base.



**Figure I.16:** Glissement rotationnel simple [29]

### Le glissement rotationnel complexe :

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



**Figure I.17 :** Glissement rotationnel complexe [29]

### C : Glissement quelconque :

La section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

### I.4.3. Types de surfaces des glissements :

Il existe trois types de surface de glissements :

- ✓ Cercle de pieds : la surface de glissements passe par le pied (a).
- ✓ Cercle de pente : la surface de glissement intercepte la pente au-dessus de pieds(b).
- ✓ Cercle de mi-pente : le centre du rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente (c).

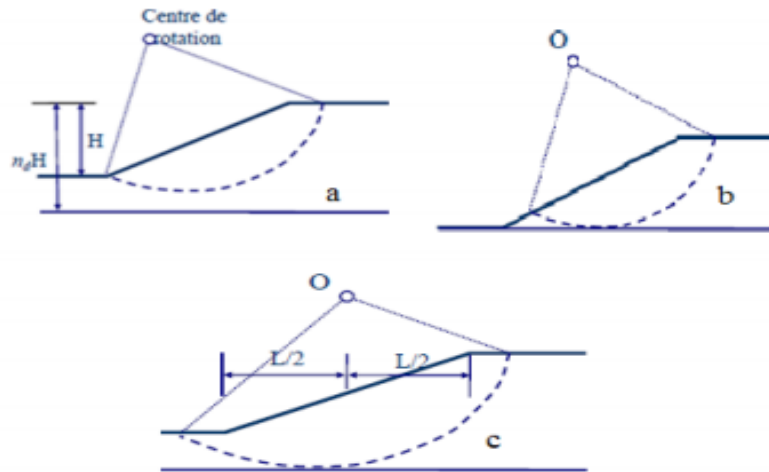


Figure I.18 : Types de surfaces des glissements [29]

### I.5. Principales causes des glissements de terrain :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain, les plus importants étant :

- La nature des terrains : La nature de terrains dépend de la :
- ☒ Géométrie de terrains : La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.
- ☒ Résistance au cisaillement des sols ou des roches : Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif.
- L'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.
- Les actions climatiques : Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.
- Les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...).

- Construction sur pente : La construction de remblais sur pente naturelle diminue de l'ensemble pente et remblai.

## **I.6. Conclusion :**

On a consacré ce chapitre pour montrer les types de mouvements de terrain qui existent dans la nature et qui sont les mouvements lents et continus et ceux rapides et discontinus, ainsi que leurs effets. On pourrait témoigner que la nature des mouvements de terrain mystérieusement variée. Ce phénomène provoque le glissement imprévu et dangereux causant des dégâts considérables que ce soit pour les biens matériels, pour la vie humaine et même animal.

***CHAPITRE II :***  
***METHODES DE CALCUL***



## II.1. Introduction :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non.

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

## II.2. Notion sur le coefficient de sécurité :

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus, à chacun de ces coefficients correspond une valeur particulière pour un talus donné. Ils prennent la valeur 1 pour un talus en état d'équilibre limite. [20]

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

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots\dots (1)$$

Où :

$\tau_{max}$  : Résistance au cisaillement du sol ;

$\tau$  : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ;

La résistance au cisaillement exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1) est écrite comme:

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s} \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F_s} \dots\dots\dots (3)$$

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (3) est écrite comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s} \dots \dots \dots (4)$$

$c'$  et  $\varphi'$  : les paramètres de résistance au cisaillement effective

$\sigma$ : est la pression de l'eau interstitiel.

FS : Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le pourcentage 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 comme le montre le tableau 1 :

**Tableau II.1** : FS en fonction de grandeurs par rapport à une grandeur limite

	Définition	Formule	Commentaires
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$	Méthodes à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F = M^t_{\text{résist}} / M^t_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$p = p / F$	cf Eurocodes
5	Probabilité à x%	Distribution de F	cf Monte Carlo
6	Marge de sécurité	par ex : $H / H_{\max}$	sur une grandeur
7		Utilisation logique floue	en développement

### II.3. Recherche du coefficient de sécurité :

Pour une valeur précise de (Fs), on commence par diverses lignes de glissements possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible de (Fs), puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

D'après (G. Philipponnat et H. Bertrand ; 2003) : il n'ya pas de méthode précise pour définir ce cercle, la méthode générale consiste à calculer le facteur de sécurité (Fs) pour un nombre suffisant de cercles. En général, il y'a beaucoup de possibilités :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
- La possibilité que le centre peut varier horizontalement et verticalement.
- Pour chaque centre, on porte le (Fs) à calculer.

### II.4. Choix de la valeur du coefficient de sécurité :

Le facteur de sécurité minimal FS adopté assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égale 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  $c_u$ . [8])

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 faibles : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

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.2:** Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que  $FS = 1.5$  pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

Il est important de prendre en compte cette variabilité des paramètres de calcul : même un coefficient de sécurité très grand devant 1 ne signifie pas nécessairement que la probabilité de rupture est nulle.

## II.5. Choix du type de méthode de calculs :

Le choix dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle.

## II.6. Méthodes de 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).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitations).

### II.6.1 Méthode globale :

Cette méthode consiste à :

- le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques  $C$ ,  $\phi$  et  $\gamma$ ,
- si le milieu est aquifère la pression interstitielle  $U$  se rajoute a ces paramètres [32]

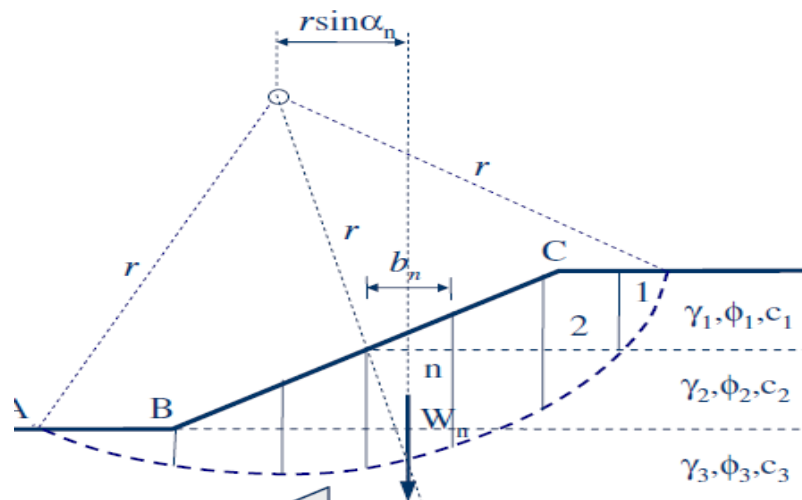


Figure II.1: Méthode globale

### II.6.2. Méthode des tranches :

C'est une méthode suédoise due à Petterson (1916), qui a subi plusieurs adaptations au fil des ans tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965.

Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. [1]

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. [3]

$$\sum F_X = 0 ; \sum F_Y = 0 ; \sum M = 0$$

### II.6.3. Méthode de Fellenius (1927) :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que la ligne de glissement est circulaire,

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.[6]

#### *Les hypothèses :*

- La surface de rupture est circulaire ;
- Les forces sur les côtés des tranches sont négligées et respectent seulement l'équilibre des moments

### II.6.4. Méthode de Taylor (1948) :

La méthode de Taylor développée dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement, les abaques établis par ce dernier qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème. Elle est encore appelée méthode de « cercle de frottement »

#### *Hypothèses :*

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène.

A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.

- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.

La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement. [6]

### II.6.5. Méthode suédoise (1936) :

La méthode suédoise satisfait l'équilibre des forces dans les directions horizontales et verticales mais elle ne satisfait pas l'équilibre des moments, les forces d'inter-tranches peuvent être représentées de deux manières.

- les forces d'inter-tranches représentent toutes les forces entre les tranches (efforts effectifs et la pression interstitielle).

-les forces latérales représentent les forces effectives sur les frontières d'inter-tranches, et les forces résultante des pressions interstitielles sont considérées comme des forces séparées sur les frontières d'inter-tranches. La valeur calculée du facteur de sécurité sera différente selon l'approche employée. [24]

#### II.6.6. Méthode de Caquot (1954) :

C'est une méthode globale écrivant l'équilibre de la masse totale de sol susceptible de glisser ; établie pour un milieu homogène de caractéristique  $c$  et  $j$ , elle conduit au calcul de  $F$  par une équation du 3ème degré. En 1967 des abaques sont établis.

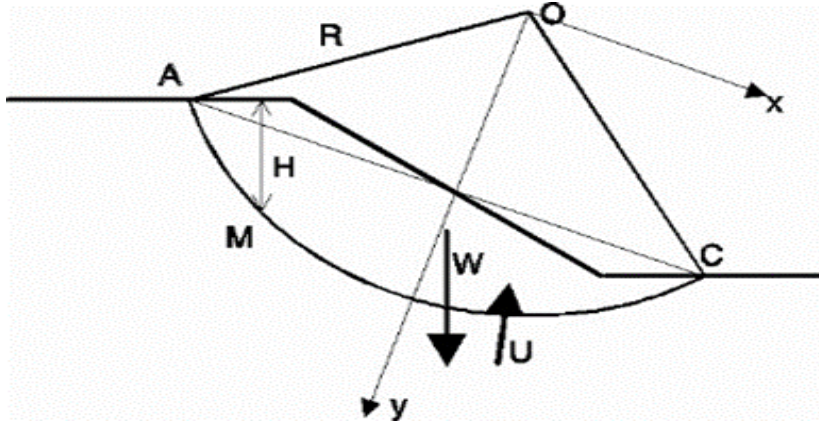


Figure II.2 : Méthode de Caquot

#### II.6.7. Méthode de BIAREZ (1962) :

A partir des hypothèses de CAQOUT, à l'aide du funiculaire des forces on écrit l'équilibre statique complet. Il n'y a plus d'hypothèse de répartition, on obtient le minimum de la résultante. [23]

#### II.6.8. Méthode de Lowe et Karafiath (1960) :

##### *Hypothèse :*

La pente du résultante inter tranche pour une tranche donnée est prise égale à la moyenne de la pente de la surface du sol et de la pente de la courbe de rupture sur cette tranche.

L'équilibre des forces horizontales et verticales est résolu. [9]

#### II.6.9. Méthode de bishop simplifiée (1955) :

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires, bishop à supposer que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en

Considérant que, pour toute tranche étudiée,  $V_n - V_{n+1} = 0$  ce qui permet à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

C'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches. Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction. [13]

### II.6.10. Méthode de TARZAGHI :

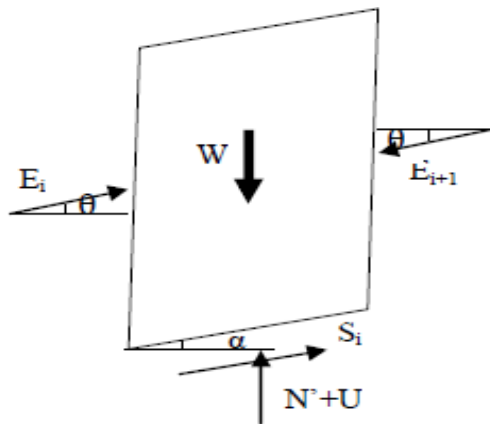
Cette méthode permet de déterminer les centres des cercles de glissement ; le cercle le plus critique correspond au coefficient de sécurité minimal. [11]

### II.6.11. Méthode de Spenser (1967) :

#### *Hypothèses :*

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

-elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal. [3]



*Figure II.3 : Forces agissent sur une tranche*

### II.6.12. Méthode de SARMA (1973) :

Dans sa méthode originelle, Sarma calcule l'accélération horizontale qui met la pente en rupture. Plus tard, Sarma modifia sa méthode pour autoriser les tranches non verticales.

En générale, la méthode de Sarma

- Tient compte des forces inter-tranches de cisaillement ;
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments. [6]

### II .6.13. Méthode de JANBU :

#### II .6.13.1. Méthode de JANBU simplifiée(1955):

Elle est basée sur des surfaces de Cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par L'équilibre des forces horizontales.

Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) [18]

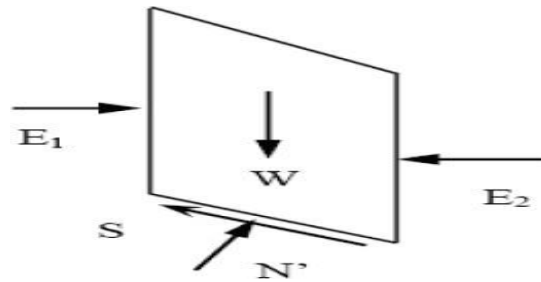


Figure II.4 : Représentation des forces sur une tranche

### II .6.13.2. La méthode de JANBU généralisée (1973) :

Elle considère les deux forces inter tranches Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches :

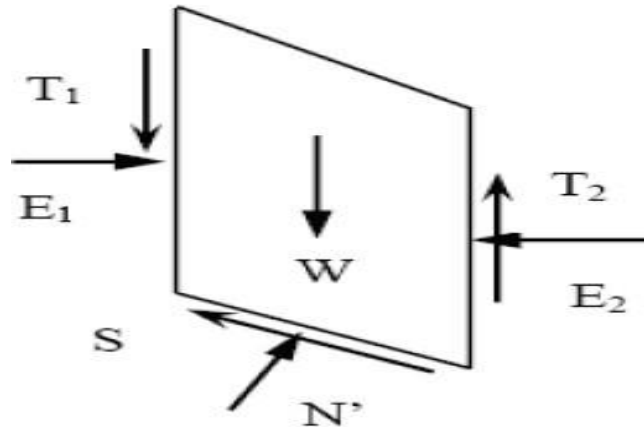


Figure II.5 : La représentation des forces sur une tranche [18]

### II .6.14. Méthode de l'U.S.B.R (méthode des tranches ordinaires) :

La résultante des efforts inter tranches comme parallèle à la ligne de glissement. de plus la méthode est donc nettement surabondante.

-Cette méthode ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement. [4]

### II .6.15. Méthode de Culman (1774) :

Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane ;



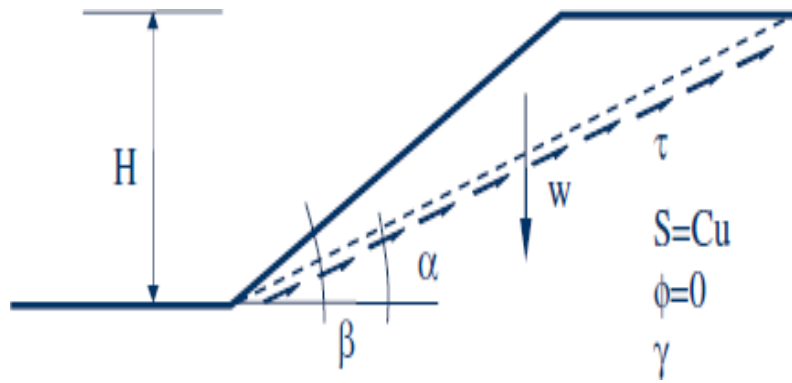


Figure II.6: Méthode de Culman.

Cette méthode montre que pour  $j=0$  (donc pour un sol cohésif),  $F.S. = F(b, H, Cu)$ . [2]

### II .6.16. Méthode de FROHLICH (1963) :

C'est une méthode basée sur une répartition des efforts à la base d'une tranche

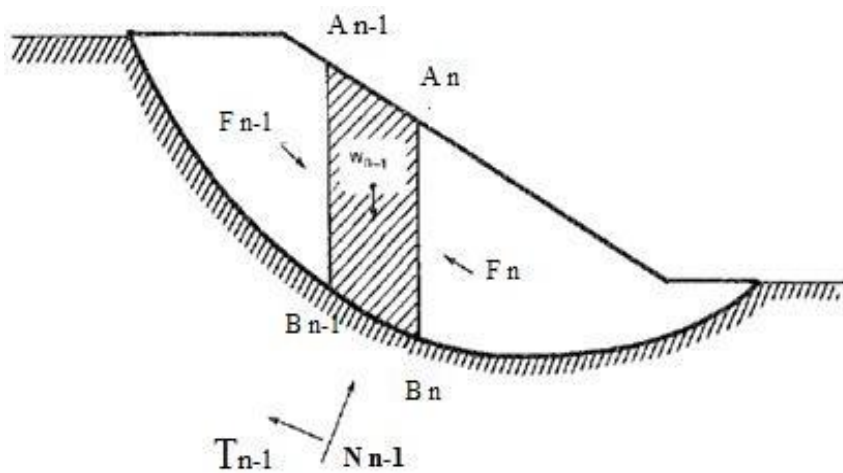


Figure II.7: agissant sur une tranche

### II .6.17. Méthode des cales :

La méthode suppose que la masse coulissante se compose de trois régions. La cale active, le bloc central, et la cale passive, et les forces sur les frontières verticales sont supposées inclinées. Cette méthode satisfait entièrement l'équilibre des forces dans les directions verticales et horizontales et ignore l'équilibre des moments, les solutions pour la méthode des cales sont les mêmes que pour n'importe quelle de ces procédures d'équilibre de forces. Le facteur de sécurité calculé en utilisant la méthode cales est sensible aux inclinaisons des forces latérales. La méthode de cales peut être employée pour examiner les solutions de Spencer pour assurer les surfaces non circulaires en trois parties de cisaillement.

### II .6.18. Méthode des perturbations (1972) :

C'est l'une des méthodes de calcul par tranches d'un glissement selon une ligne quelconque. Elle se base, selon Faure. (1975), sur le principe suivant :

Les forces qui agissent sur une masse de sol en mouvement sont :

- Force de pesanteur (le poids),
- Résultante des pressions interstitielles le long de la Courbe de rupture,
- Force de résistance au cisaillement. [31]

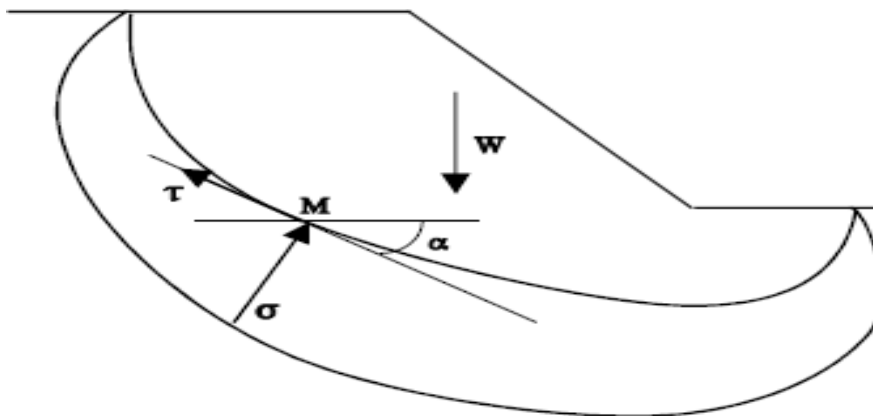


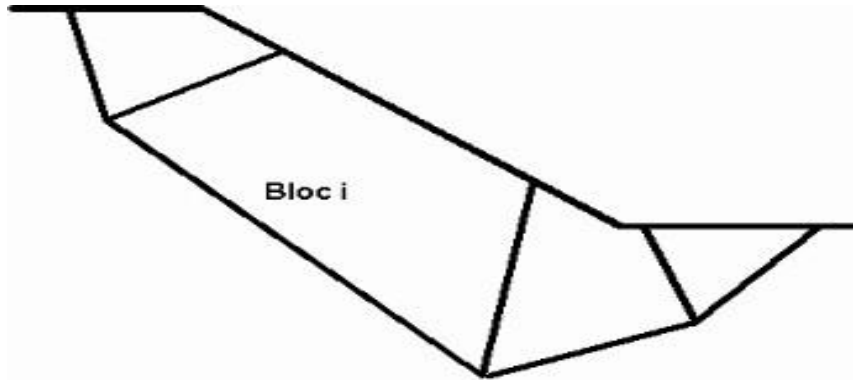
Figure II.8: méthode de perturbation

### II.6.19. Méthode générale des coins « rupture par translation » (1995)

Il s'agit d'une méthode approximative. La masse sur le plan de rupture potentiel est séparée en une série de coins et l'équilibre de chaque coin est considéré. [32]

Le sol est divisé en blocs (minimum 3).

- La résistance du sol est aussi mobilisée entre les blocs.
- On estime le point d'application de la composante frottante de la contrainte tangentielle.
- On se donne un coefficient de sécurité initial.
- Les forces dues à l'eau sont prises en compte dans les équilibres.



*Figure II.9: exemple de découpage en blocs*

#### **II.6.20. Méthode de Fredlund et Krahn (1977) ou « méthode générale à la rupture » :**

Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. [38]

#### **II.6.21. Méthode de Morgenstern et Price :**

Cette méthode suppose que l'inclinaison de la résultante des forces latérales inter-tranches varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement. Les équations d'équilibre de cette méthode sont similaires à celles de bishop, jambu et spencer. [33]

#### **II.6.22. Méthode d'analyse probabiliste de la stabilité des pentes d'Alonso :**

La méthode générale d'analyse de la stabilité des pentes développée par Alonso en 1976 est un exemple intéressant de méthode de calcul probabiliste, elle consiste en une analyse probabiliste de la méthode des tranches. Elle tient compte de la variabilité de la cohésion, de la pression interstitielle, de l'angle de frottement interne, du poids volumique du sol de la hauteur des tranches et du paramètre qui décrit le degré de mobilisation de la résistance au cisaillement disponible. [24]

#### **II.6.23. La méthode pas à pas :**

Qui consiste à analyser d'abord la stabilité du bloc le plus haut, supposé sans interaction avec les blocs inférieurs puis s'il n'est pas stable à calculer la réaction nécessaire à l'interface avec le bloc inférieur. Pour obtenir l'équilibre limite on analyse ensuite la stabilité du 2<sup>o</sup> bloc et ainsi de suite jusqu'au bloc le plus bas dont on calcule le coefficient de sécurité. [6]

#### **II.6.24. Méthode de Coulomb (1776) :**

Le critère de rupture utilisé est le critère de Colomb :

$$\tau \leq ' \times \text{tg } \varphi' + c'$$

Si l'on vérifie la stabilité de la pente par rapport à une première rupture éventuelle, on prendra:

$$\Phi \text{ pic, } C \text{ pic}$$

Si l'on vérifie la réactivation d'un glissement qui s'est déjà produit, on prendra :

$$\Phi \text{ rés, } C \text{ rés}$$

## II.7. Principe de méthode :

### II.7.1. Méthode des tranches de Fellenius :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus, Fellenius suppose que le volume de glissement est d'élimé par la surface de glissement et que la topographie du talus soit subdivisé en n tranches, chaque tranche est considérée comme un solide indéformable en équilibre sur la ligne de glissement.

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques mécaniques différentes :  $C_i, j_i, i$ .

La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure. [30]

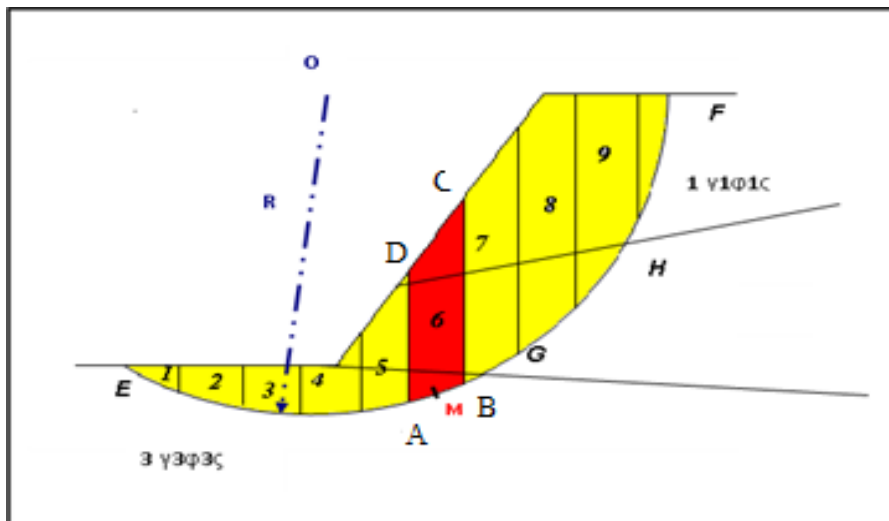


Figure II.10: Découpage en tranches d'un talus [30]

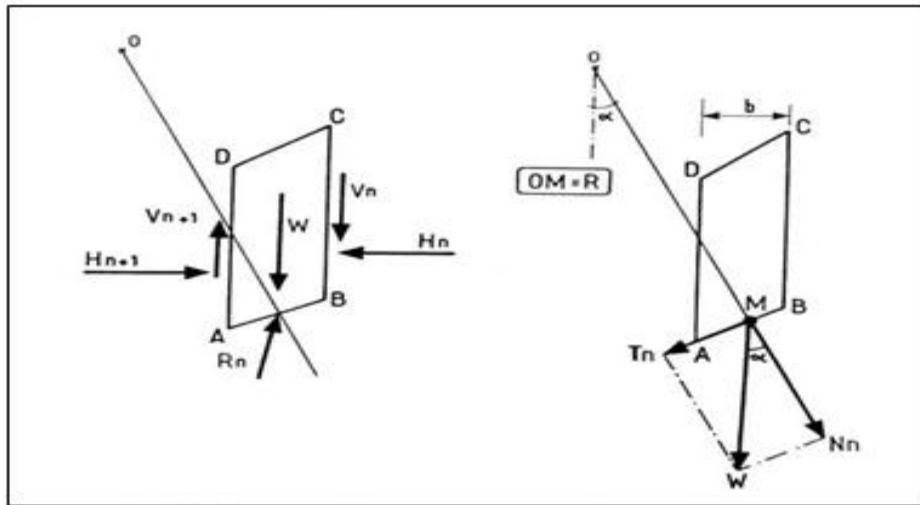
Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, est on néglige totalement les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$  et horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$ .

On veut déterminer le c coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement ( $F_s$ ), il est défini :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteurs}}$$

**1. Moment moteur :** Celui du poids des terres, de l'eau interstitielle et des surcharges Éventuelles tendant à provoquer le glissement.

**2. Moment résistant :** Celui des réactions s'opposant au glissement. Le moment résistant est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle  $R_n$ .



a) Décomposition complète

b) Hypothèse de Fellenius

Figure II.11: Forces agissant sur la tranche n [27]

- $W_i$  : poids de la tranche n. Se décompose-en :

Une force normale ( $N_n$ ).

Une force tangentielle ( $T_n$ ).

- $R_n$  (force résistante) : résistance du sol due à sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Les réactions sur les faces verticales B C et A D décomposées en réactions horizontales :

$H_n$  et  $H_{n+1}$ , et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .

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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [ c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i ]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- En présence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [ c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i ]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec :  $\mu = Z_w \cdot \gamma_w$

$\mu$  : Pression interstitielle.

$Z_w$  : hauteur d'eau.

$\gamma_w$  : poids volumiques d'eau.

### II.7.2. Méthode des tranches de Bishop simplifiée :

La méthode de Bishop simplifiée est la plus utilisée des méthodes de calcul en rupture circulaire, bien qu'elle possède un certain nombre d'imperfections son grand usage lui confère un statut de méthode de référence.

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que les forces inter-tranches sont horizontales et les forces verticales sont nulles telle que  $V_n$  et  $(V_{n+1})=0$ .

Quelle que soit la tranche considérée la surface de glissement est également supposée circulaire, les forces sont additionnées dans la direction verticale.

L'équation d'équilibre résultante est combinée avec l'équation de Mohr-Coulomb et avec la définition du coefficient de sécurité pour déterminer les forces au bas de la tranche. [22]

Dans cette méthode, on suppose encore que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires comme celle de Fellenius, en on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches  $H_n$  et  $H_{n+1}$ .

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

#### a. En absence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot B_i + W_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{F}\right)}}{\sum_{m=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

#### b. En présence de nappe:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot b_i + (W_i - C \cdot b_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{F}\right)}}{\sum_{m=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Tous les termes sont connus et  $F_s$  est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F_{s0}$ , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée au traitement par ordinateur.

## II.8. Différents logiciels d'analyse de stabilité :

- *Le programme Geo-slop (Geostudio2012)*

Geostudio 2012 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itératives, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométriques, hydraulique, paramètres géotechniques, les surcharges...etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2012 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

- *Le programme PLAXIS :*

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

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

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel PLAXIS donne des résultats plus proches à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel PLAXIS permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds.

## II.9. Conclusion :

Dans cette partie nous avons pris une idée générale sur les différentes méthodes d'analyse des glissements ainsi que le calcul du coefficient de sécurité par ces différentes méthodes pour faire ressortir la solution adopter pour conforter le glissement.

Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité. Nous allons baser dans tous ce qui suit sur la méthode de Fellenius et Bishop.

***CHAPITRE III :***  
***METHODES DE CONFORTEMENT***



### III.1. Introduction :

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

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

Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux ;
- La pérennité du système retenue et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité) aux solutions curatives (qui traitent la cause de l'instabilité). En allant des solutions les plus simples aux plus complexes. De plus, dans certains cas, les actions peuvent être graduées dans le temps : par exemple, mise en place progressive de diverses actions de drainage après appréciation de l'efficacité de chacune d'entre elles.

### III.2. Choix d'une technique de stabilisation :

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économiques.

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects. [26]

### III.3. Contraintes économiques :

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- De considérations économiques : rapport « efficacité/ coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises.

- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgences des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises.

- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

### **III.4. Adaptation de la technique au glissement :**

- Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on maîtrise parfaitement les limites d'utilisation, aussi doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres ; d'une manière générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues ;

- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur ; cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable ;

- La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier ; dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires ;

- La maîtrise des risques liés à certains types de travaux ; ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements ; ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les argiles sur consolidées.

### **III.5. Terrassements :**

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 méthode de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègements en tête et butée de pied),

- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),

- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).

### III.5.1. Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement 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 justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont.
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval [37]

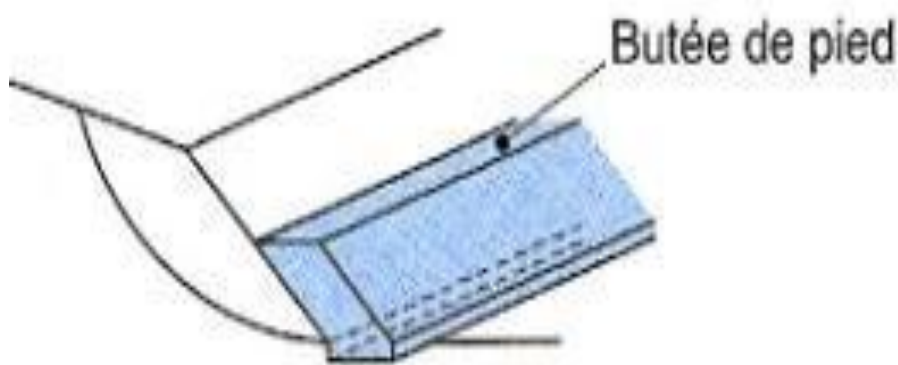


Figure III.1: butée de pied (par plots) [37]

### III.5.2. Allègement entête :

L'allègement en tête d'un glissement consiste à terrasser 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. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire, ...). [37]

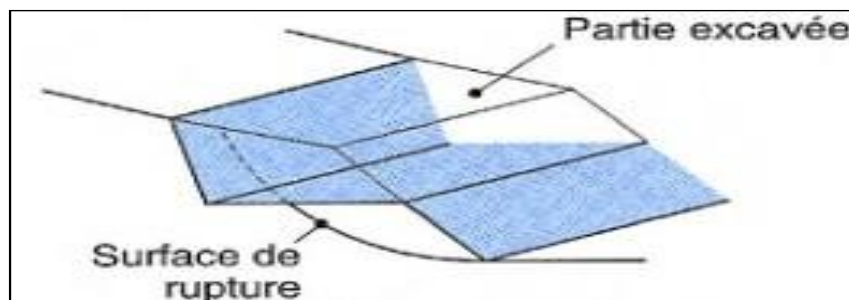


Figure III.2: Allègement en tête [37]

### III.5.3. Reprofilage :

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

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. [12]

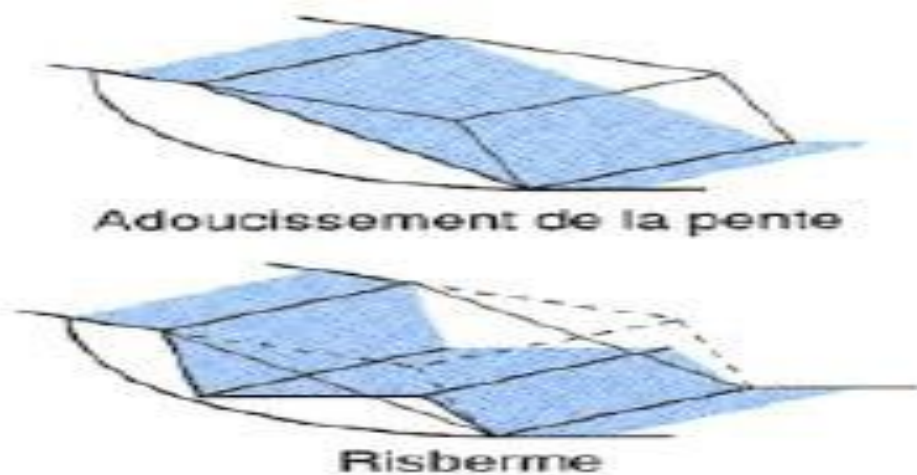


Figure III.3: Reprofilage [12]

### III.5.4. Purge :

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

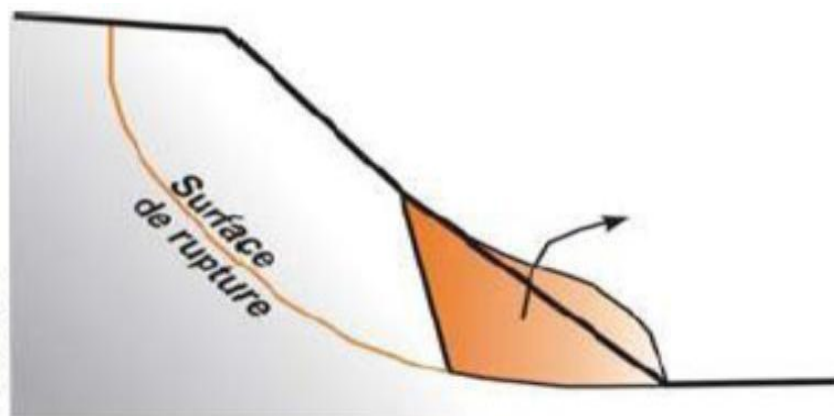


Figure III.4: technique de Purge d'après LCPC

### III.5.5. Substitution totale ou partielle :

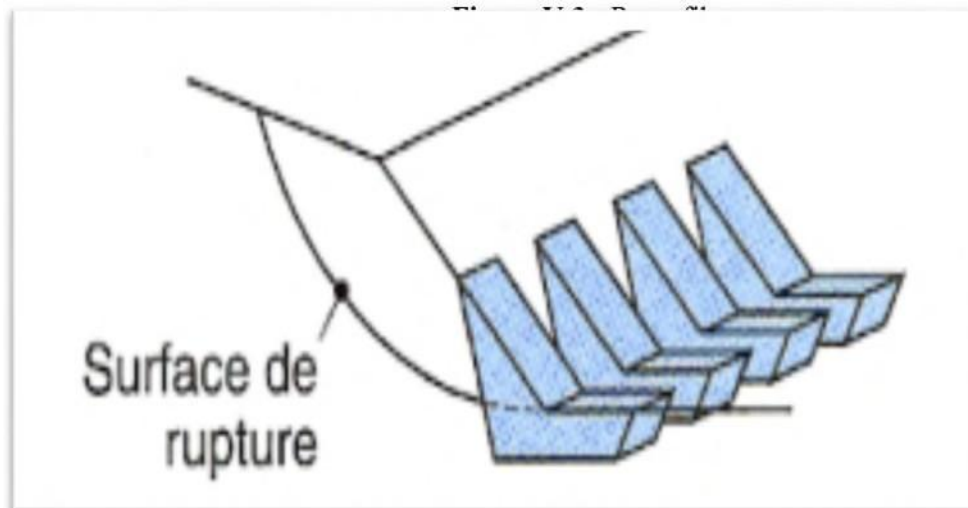
La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

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, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir des fouilles ouvertes pendant une longue période.

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.



*Figure III.5: Substitution partielle et éperons drainants [12]*

### III.6. Dispositifs de drainage:

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Par conséquent on utilise couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation du site en eau
- Expulser l'eau présente dans le massif instable

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage se fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier, et s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, et les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

### III.6.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif de cette technique est de limiter les infiltrations dans le massif, les eaux peuvent provenir de diverses sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau de conduite hydraulique et de bassins de stockage à l'amont, ou simplement par infiltration des eaux de précipitations et de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance de pénétrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente, aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Les dispositifs de collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés, caniveaux (Fig. III.6) et bassin de stockage. [12]



*Figure III.6: fossé et caniveaux au bord de la route*

### III.6.2. Drains subhorizontaux :

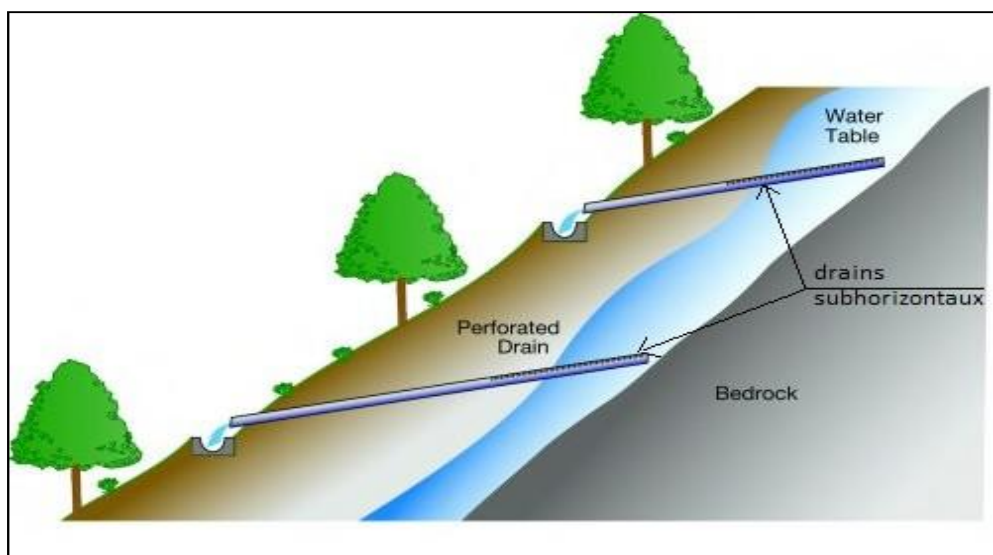
Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation empêchent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger les aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente par rapport à l'horizontale (20 à 50) et à placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissements et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).



*Figure III.7 : Drains subhorizontaux*

### III.6.3. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe, une coupe typique est présentée sur la figure (III.8). 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 (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de drainage. [12]

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 technique de réalisation.

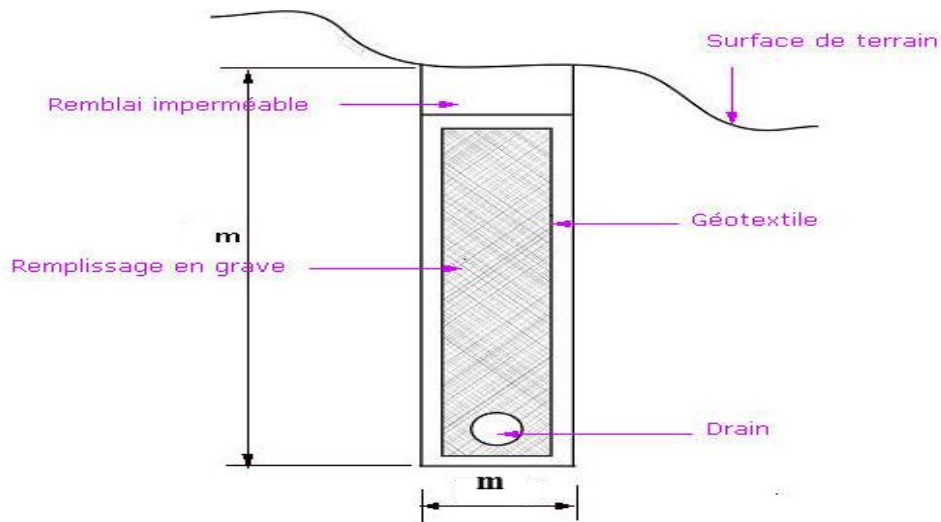


Figure III.8 : Tranché drainante

#### III.6.4. Drains verticaux, galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution coûteuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère, France) qui menaçait le retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

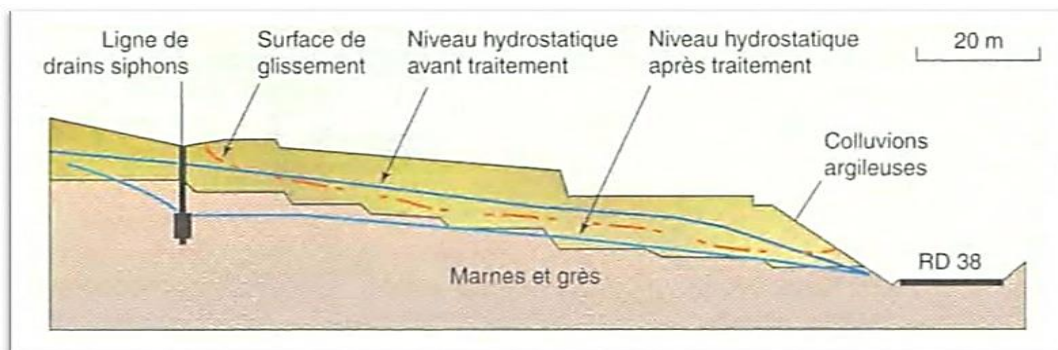


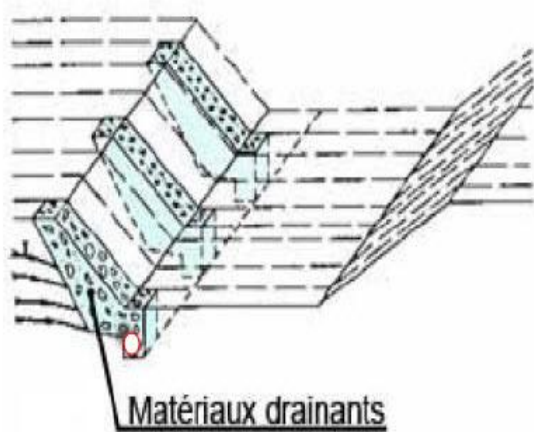
Figure III.9 : Stabilisation par drains du glissement Noaillac (Corrèze, France)



### III.6.5. Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.



*Figure III.10 : Eperon drainant*



*Figure III.11: Masque drainant*

### III.6.6. les géotextiles :

Les géotextiles sont des textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables souples résistantes et filtrantes utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Actuellement, les géotextiles sont plus utilisés et mieux connus que les géomembranes employées notamment pour l'étanchéité des ouvrages. Dans tous ces ouvrages les géotextiles remplissent l'une au moins des six fonctions élémentaires. [28]



*Figure III.12: Vue d'un mur en géotextile en cours de réalisation à la RN24 SAKET (Bejaia)*

- **Type de géotextiles :**

On distingue trois types :

**Géotextile non tissé :** Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

**Géo tricotée :** Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.

**Géo tissée :** Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



*Géotextile non-tissé aiguillet*

*Géotextile non-tissé thermolié*

*Géotextile tissé de mono filament*

**Figure III.13 :** Typologie des géotextiles

- **Les six fonctions élémentaires :**

- **La séparation :** éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration :** assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage :** assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement :** améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection :** protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- **La lutte contre l'érosion :** limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent. [5]



Figure III.14: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus

- **La mise en œuvre du Géotextile :**

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur mesure.

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir figure III.15). Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration. [19]

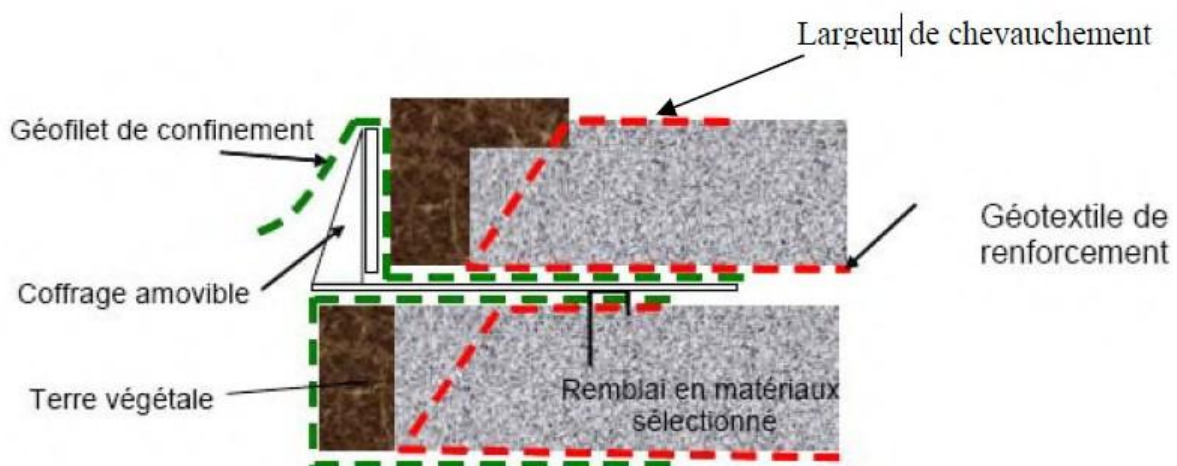


Figure III.15 : Mise en œuvre du géotextile [19]

### III.6.7. Géomembranes :

Une géomembrane est définie comme un matériau synthétique à très faible perméabilité utilisée pour assurer l'étanchéité dans des applications géotechniques.

Ils sont minces, souples, continues, étanches aux liquides même sous les sollicitations en service. [28]



*Figure III.16: Géomembrane BMC Gulf DUBAI [15]*

### III.6.8. Géogrilles :

En quelques années, l'emploi des géogrilles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.

#### III.6.8.1. Présentation du matériau :

Une géogrille bi-axiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogrille, crée un lien idéal entre le remblai et le sol support. En assurant une bonne interaction avec la couche portante et en renforçant celle-ci, la géogrille, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction

Les géogrilles sont confectionnées à partir de fibres synthétiques à haut module et faible fluage enduites d'une couche protectrice de polymère. Il peut être proposé avec différentes résistances entre 20 kN/m et 400 kN/m et largeurs de mailles standardisées. Des résistances supérieures à 1000 kN/m sont possibles pour les cas spéciaux. En règle générale, les géogrilles sont livrées dans une largeur de 3 m et 5 m pour une longueur de rouleau de 100 à 300 m de façon à limiter au minimum les chevauchements.

Il présente une déformation sous contrainte continue nettement moins importante que de nombreuses grilles de résistance nominale identique proposées par d'autres fabricants. Les géogrilles fabriquées à partir de polymères d'un nouveau type (aramide, alcool polyvinylique) ouvrent des perspectives inédites pour concevoir des armatures spécifiques à chaque projet.

Les géogrilles ont toujours livré d'excellents résultats dans la pratique. Ils sont conditionnés de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.

#### III.6.8.2. Caractéristique du produit

Le produit offre

- Une résistance à la traction élevée avec un faible allongement ;

- Une grande résistance à la traction spécifique ;
- Comportement exceptionnel dans la durée grâce à un faible fluage ;
- Une grande résistance chimique et biologique, contre les rayons UV et les endommagements ;
- Un excellent comportement d'interaction grâce à une adaptation optimale entre l'ouverture des mailles et le sol ;
- Une mise en place facile grâce à la faible masse surfacique et à la flexibilité de la structure ;
- Une très large gamme de résistances à la traction. [25]



Figure III.17: Exemple de géo-grille bi-axiale [25]

### III.6.8. Géo-composite :

Une géo composite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géo synthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection), dans le domaine routier.

Une géo composite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ce ceux d'une géo-synthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique. [25]

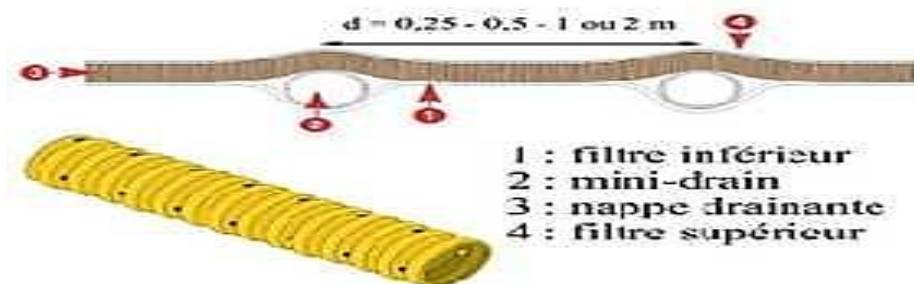


Figure III.18 : Exemple de structure du géocomposite de drainage

### III.7. Eléments résistants :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. 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.

#### III.7.1. Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènements sont des ouvrages qui retiennent des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau, leur rôle est de retenir les massifs de terre ; ils ont en commun la force de poussée exercée par ces massifs de sol, par contre c'est principalement la manière dont est prise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

##### III.7.1.1. Les Mur de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical destiné à contenir les terres dans un espace réduit en s'opposant à la poussée géostatique et à d'autres phénomènes permanemment ou temporaire (poussée hydrostatique, surcharges, chocs latéraux).

Les besoins sont multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et des glissements de terrain, structurer une berge naturelle en un quai, stabiliser un talus, créer des obstacles verticaux de grande hauteur soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau, établir des fondations ou créer des parkings souterrains...

Le mur de soutènement peut être fait d'acier, de béton armé, de briques, de pierres sèches, de pierres de taille, de moellons et parfois même de bois ou polymère. [36]

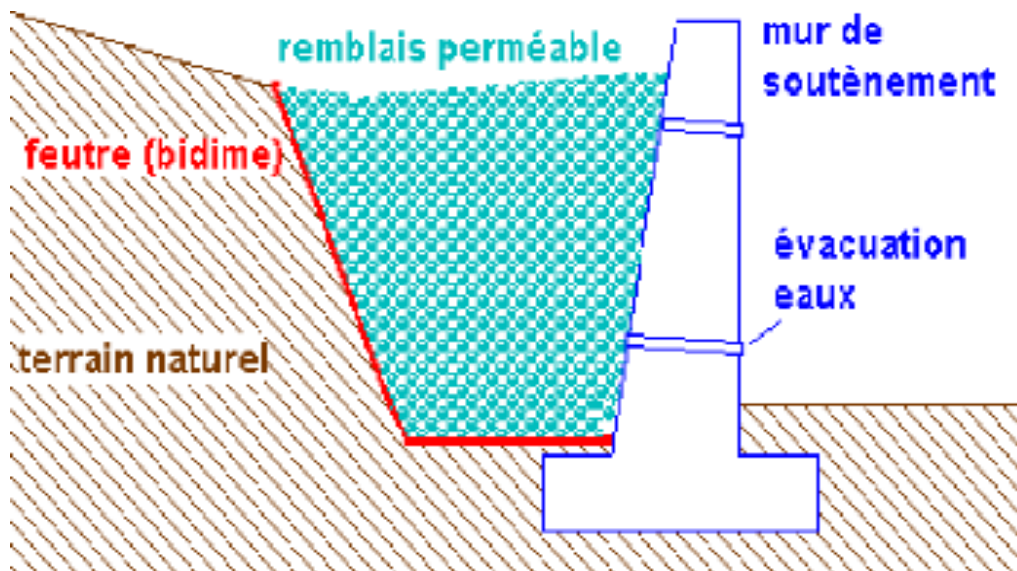


Figure III.19 : Mur de soutènement

##### III.7.1.2. les parois moulées :

Une paroi moulée est un mur en béton armé réalisé dans le sol et composé d'une juxtaposition d'éléments indépendants les uns des autres, appelés panneaux.

La technique utilisée consiste à forer chaque élément, à l'équiper en cages d'armatures et à le bétonner en se servant du terrain comme coffrage, cette technique est particulièrement efficace pour des projets de soutènement en terrains saturés, où les parois peuvent être réutilisées pour l'ouvrage définitif. [34]

#### III.7.1.3. la paroi ancrée :

La paroi ancrée est formée d'éléments verticaux (pieux, planches ou tubes) liés entre eux par un procédé quelconque (mortier, planches, emboîtement), elle s'oppose à la poussée du sol par des tirants d'ancrage.

#### III.7.1.4. Parois préfabriquées :

La paroi préfabriquée est constituée d'éléments (généralement en béton armé ou en bois) tels que des parois en L, mis en place à l'avancement et liaisonnés entre eux par des pieux ou par des joints en béton. il en existe différents types, dont l'un des plus anciens est la paroi généralement appelée berlinoise ; La paroi est constituée de panneaux préfabriqués scellés dans une tranchée.



*Figure III.20 : parois préfabriquées*

#### III.7.1.5. Paroi arcachonnaise :

C'est une technique de soutènement au contexte géotechnique appelé paroi arcachonnaise. L'objectif de ce type de paroi est de confectionner un mur dans le sol avant même le terrassement, parfaitement adaptée aux sables dunaires, la paroi arcachonnaise est constituée de profilés H battus dans le sol couplés à des plaques métalliques. [35]



Figure III.21: Paroi arcachonnaise

### III.7.2. Rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stable pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créés par le fonçage à proximité d'habitations. [9]

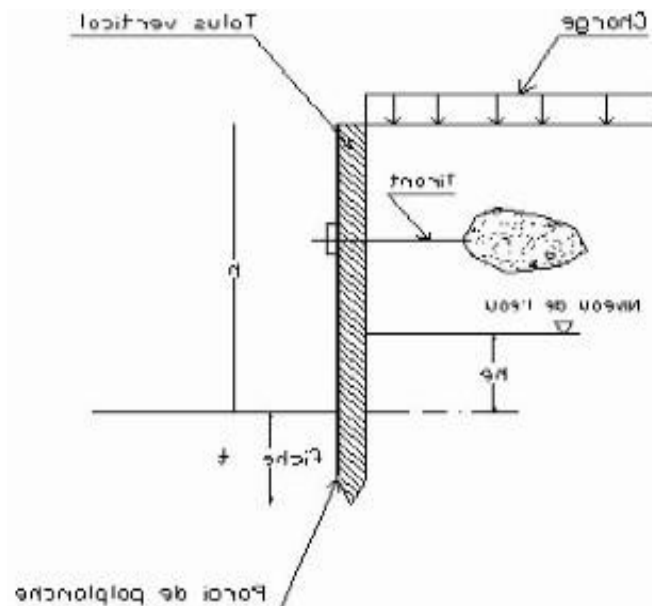


Figure III.22: Paroi de palplanche [9]



### III.7.3. Murs à parement cellulaire :

Les ouvrages à parements cellulaires modulables, renforcés par des nappes géosynthétiques, sont très utilisés pour le raidissement des talus autoroutiers et la construction de fausses culées.



*Figure III.23: Murs à parement cellulaire*

### III.7.4. Les Pneusols :

Le Pneusol est un mélange de pneus et de sol, dans lequel les pneus sont utilisés comme renforts du sol. Ils sont capables de supporter des efforts de traction importants et sont soit entièrement soit partiellement découpés afin d'être associés en nappes, en couches superposées, grâce à des attaches métalliques.



*Figure III.24 : Renforcement par Pneusol*

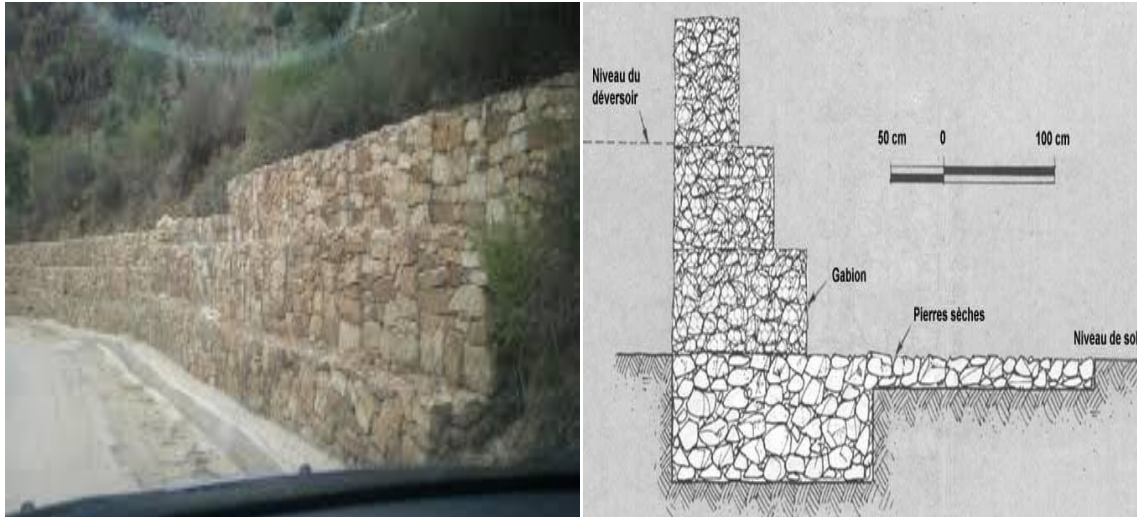
### III.7.5. Murs en gabions :

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

Les gabions doivent être placés par rangs horizontaux concurremment à l'érection du remblai et la mise en place du géotextile. Le couvercle doit être solidement attaché au reste du

gabion avec le fil à ligature ou les anneaux tout au long des extrémités et des diaphragmes. Toutes les arêtes horizontales de deux gabions adjacents doivent être ligaturées ensemble.

Cette méthode est utilisable surtout dans les Soutènements d'ouvrages, de chaussées, stabilisation de talus : qui consiste à utiliser le poids des gabions pour contrer la poussée du terrain. [7]



*Figure III.25: Soutènement par gabionnage*

### III.7.6. Mur en Terre armée :

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un parement mince constitué initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue ;
- Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposées à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical
- Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.
- La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement à l'avancement c'est-à-dire en progressant vers le haut. [10]

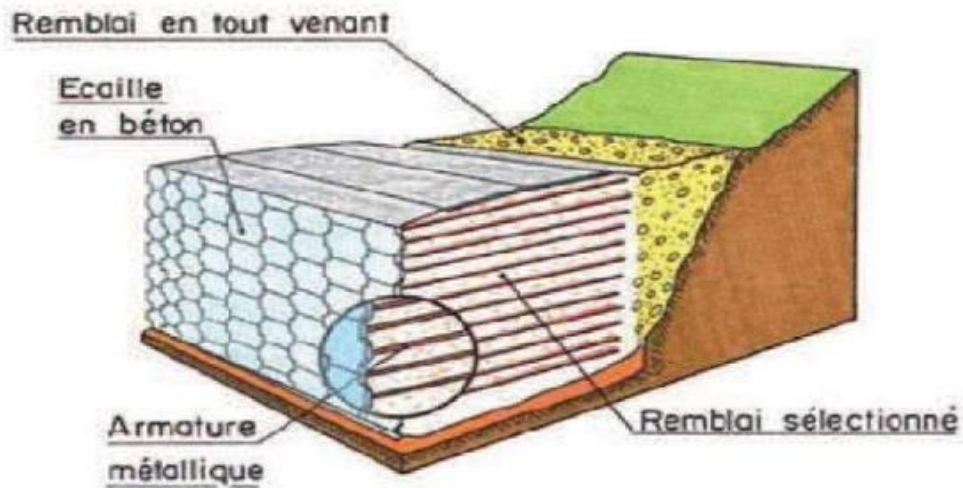


Figure III.26: Principe de la technique terre armée [10]

### III.7.7. Tirants d'ancrage :

Cette technique a pour but de réduire les forces actives du glissement et augmenter les contraintes normales à la surface de rupture, pour cela on utilise des câbles d'acier dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, puis on applique on tête un effort de traction. Ce dernier peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Généralement les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [19]

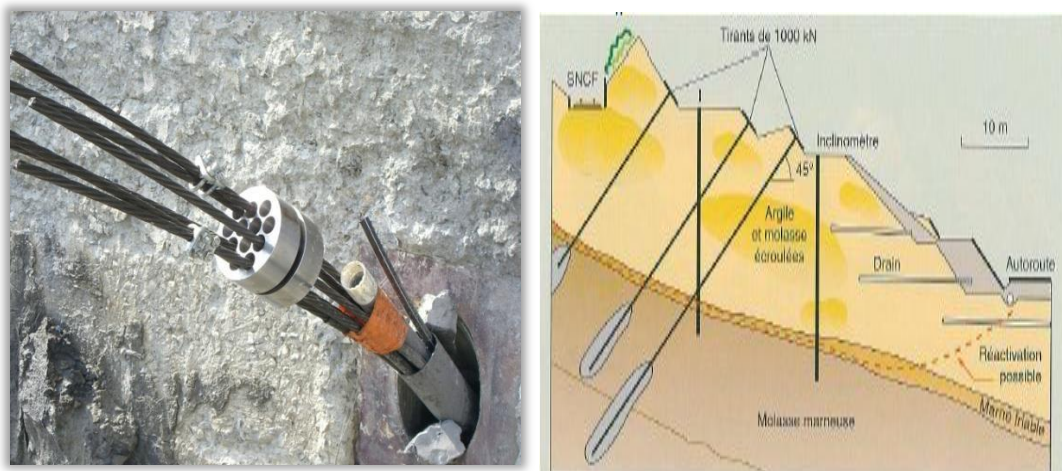


Figure III.27 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages [19]

### III.7.8. Béton projeté :

Parade active utilisé en association avec d'autres mesures de confortement (tirants, boulons et clous) dans les interventions de stabilisation et de soutènement de parois rocheuses instables ou en terrains meubles liés à la construction d'ouvrages de génie civil (route, galeries, chemins de fer, fouilles pour bâtiments...).

Cette technique de protection est utilisée en association avec d'autres interventions d'amélioration des caractéristiques géomécaniques, pour la stabilisation de talus naturels ou artificiels constituées par massifs rocheux fracturés et stratifiés. [27]



*Figure III.28: Béton projeté*

### III.7.9. Clous et micro-pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement ;

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

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

Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et/ou cisaillement

Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;

Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ; et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiches des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

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

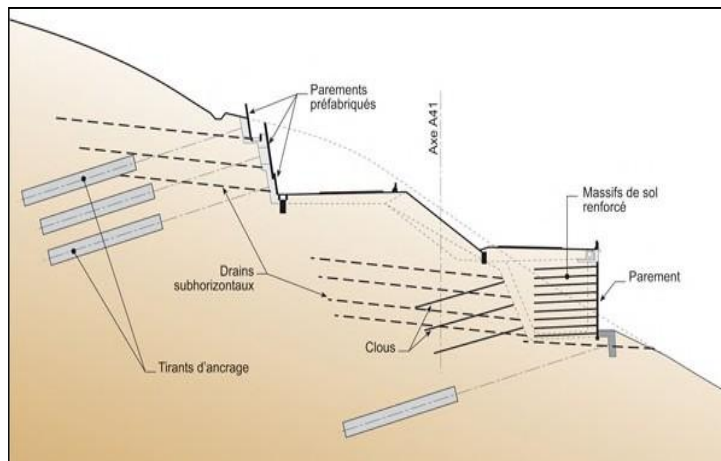
L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol / clou) est majoré par l'effort limite  $P_{qs}$ , ou  $P$  est le périmètre du clou et  $q_s$ , le frottement latéral unitaire, lequel peut être

évalue à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

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

Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère diminués par l'application du coefficient de sécurité ;

Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse tolérer. [12]



**Figure III.29:** Clouages d'un glissement

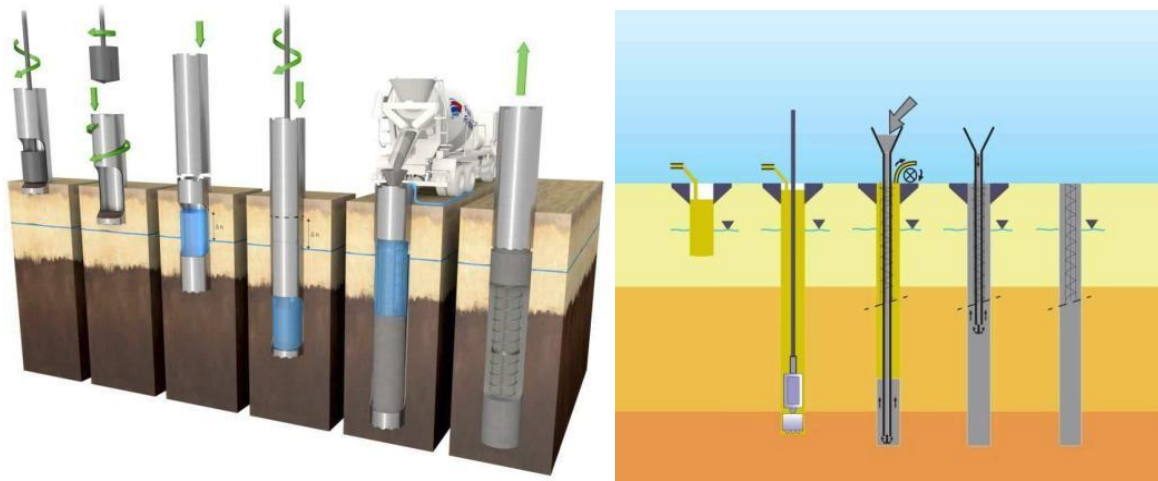
### III.7.10. Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micros pieux.

Mais, en tenant compte leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. [5]

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol /pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu.



*Figure III.30: Pieux et barrettes*

### III.7.11. Teksol :

Le Teksol est un mélange de sable concassé intimement lié par des fibres synthétiques, Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes,

Les applications du Teksol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.



*Figure III.31: Un massif de Teksol*

### III.7.12. Les colonnes ballastées :

Cette technique qui est largement utilisée pour améliorer la portance des sols argileux peut être aussi utilisée pour la stabilité des pentes en améliorant la résistance au cisaillement tout au long de la surface de rupture potentielle en remplaçant le sol en place par une série de

colonnes rapprochées constituée de grave compactée. Par ailleurs ces colonnes peuvent jouer le rôle de drains. [5]



Figure III.32: réalisation des colonnes ballastées

### III.7.13. Inclusions rigides (IR) :

Le système d'amélioration des sols par IR a pour objectif de transmettre le chargement à un substratum de meilleure qualité, elles sont disposées verticalement dans le sol compressible jusqu'à la couche dure en profondeur, la charge transférée par inclusion rigide se compose de deux composantes.

L'une est la charge reprise par la tête de l'inclusion rigide et transférée par le développe le long du fut de l'inclusion rigide.

L'efficacité de cette technique peut être améliorée par la disposition de nappes géosynthétiques noyées au sein du matelas, et de dalles situés au-dessus du matelas de transfert de charge. [21]

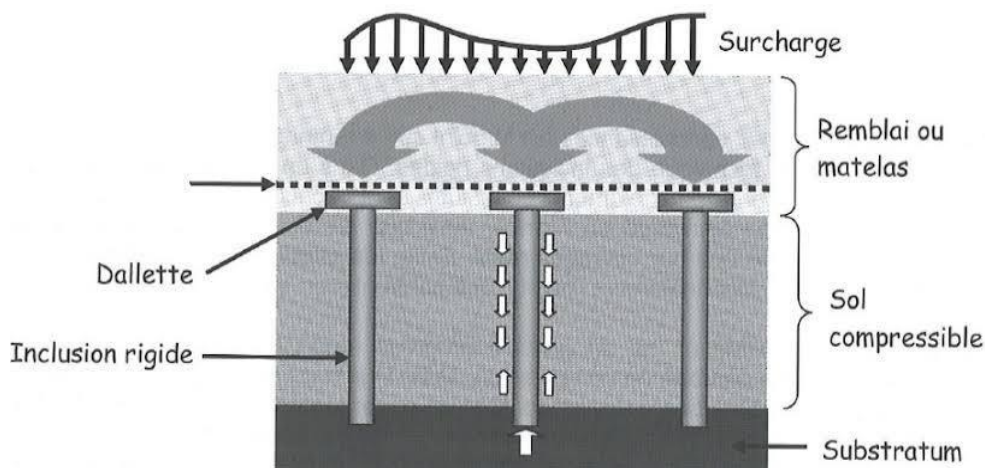


Figure III.33: schéma explicatif d'Inclusions rigides (IR)

### **III.8. 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 économiques on doit aller vers 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.

Actuellement il existe plusieurs types de confortement utilisés pour la stabilisation des talus. Qui se diffèrent par leurs principe et leurs mise en ouvre. La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on en maîtrise parfaitement et qui nous permet de limiter les impératifs technico-économique (la facilité d'exécution et le coût de réalisation) et le gain de la sécurité.



***CHAPITRE IV :***  
***ANALYSE ET CARACTERISTIQUE***  
***DU SITE***

## IV.1. Introduction :

L'établissement de tout projet de génie civil nécessite une parfaite connaissance du sol et de déterminer certains paramètres décrivant leur comportement (résistance, déformation...). A ce stade de l'étude il faut connaître les différentes disciplines qui permettent une bonne connaissance des conditions provoquant le glissement : géotechnique, géophysique, géomorphologie, géologie, hydrologie...

## IV.2. Situation géographique :

Le site de glissement est situé à l'approche de la commune de Settara, à la wilaya de Jijel. Il est localisé au point kilométrique 127+200 sur la RN 43.

Les coordonnées UTM du site de glissement sont les suivantes :

X : 262309.18 m E

Y : 4068155.95 m N

La carte topographique (*Figure IV.1*) montre que la zone de glissement présente une morphologie contrastée avec des altitudes extrêmes de :

- 220 m au Coté amont de la route,
- 190 m au Coté aval de la route,



**Figure IV.1:** Localisation du site du glissement sur la carte topographique d'El Milia à 1/50 000eme

### IV.3. Contexte géologique :

#### IV.3.1. Contexte Géologique local :

La région d'El Milia est constituée de plusieurs formations géologiques affleurantes et dont l'altération donnerait des types de sols différents. Les principales formations géologiques affleurantes sont, des plus anciennes au plus récentes :

- Schistes et Gneiss du Socle kabyle qui sont d'âge paléozoïque-protérozoïque ;
- Les roches argilo gypseuse du Trias ;
- Les roches carbonatées (calcaires et marne) du Jurassique – Eocène ;
- Les grès de l'oligocène formant la nappe Numidienne ;
- Les marnes et conglomérats du Moi-Pliocène.

Le site d'étude fait partie des formations Oligo-miocène constituées essentiellement de des argiles limoneuses et des marnes argileuses en surface (argiles numidiennes), avec des massifs granitiques et monzonitiques, comme on peut l'observer sur le talus aval de la route. La masse en mouvement sur le talus est constituée par une argile limoneuse renfermant des blocs granitiques reposant sur un substratum d'argiles marneuses. La localisation géologique du site d'étude est visible sur la figure suivante.



Figure IV.2 : Carte géologique Au niveau de glissement (extrait de la carte géologique d'Aine Kechera)

#### IV.3.2. Contexte géologique de site :

Sur la partie aval de la route, les formations d'altération sont fréquemment surmontées par des colluvions (formations de pente), issues du lent démantèlement gravitaire. Il s'agit

d'une formation relativement hétérogène (argiles et sables) et généralement de faible épaisseur, mis en place par altérations des granites et généralement localisée en pied de la pente.

#### IV.4. Géomorphologie et hydrologie du site :

A l'endroit de ce site, la route nationale traverse une zone vallonnée en profil mixte déblai-remblai, le versant et le talus de remblai présentent de pentes au-delà de 15°, le talus présente de déformations particulières (basculement, d'affaissement, avec désordre structurel particulier.

De point de vue hydrogéologique, l'aspect perméable des granites fracturées alimentés par des fontis en amont, permet d'avoir des aquifères semi-captifs, comme en témoigne le venue d'eau sur le bas du versant en remblais de la route, mais aussi les résurgences d'eau observées sur le talus de remblai juste au-dessous du bourrelet, ces résurgences proviennent des fontis et des fissures recouverts par la masse argileuse en mouvement.

Les circulations d'eau sont fortement liées à la présence d'une frange fracturée du substratum située à l'interface entre le rocher sain et les arènes argilo-sableuses sus-jacentes.



*Figure IV.3: Vue sur une source captée en aval de la route*

#### IV.5. Sismicité de la région :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de JIJEL est classée zone « IIa » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable

Zone I : Sismicité faible

Zone II a et II b : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée

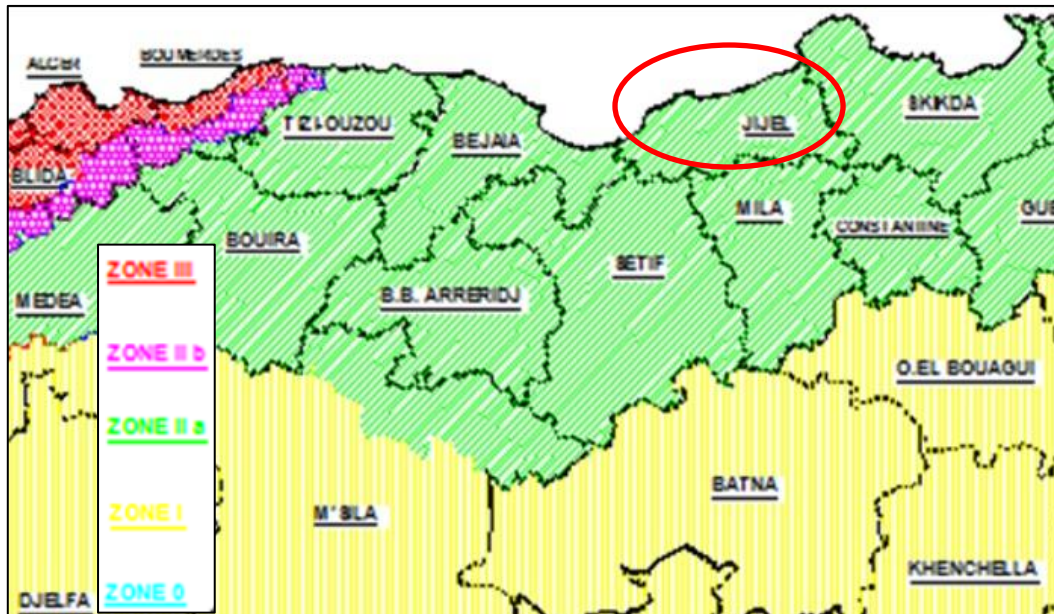


Figure IV.4 : Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99

IV.6. Le climat :

Le climat de l’Algérie est caractérisé par la variation de la répartition des précipitations et des températures. Cette variation est due à l’influence de la mer méditerranéenne ainsi qu’à la morphologie générale du pays. La région de Jijel fait partie de littoral Est algérien. Settara possède un climat méditerranéen, doux et humide en hiver, chaud et sec en été.

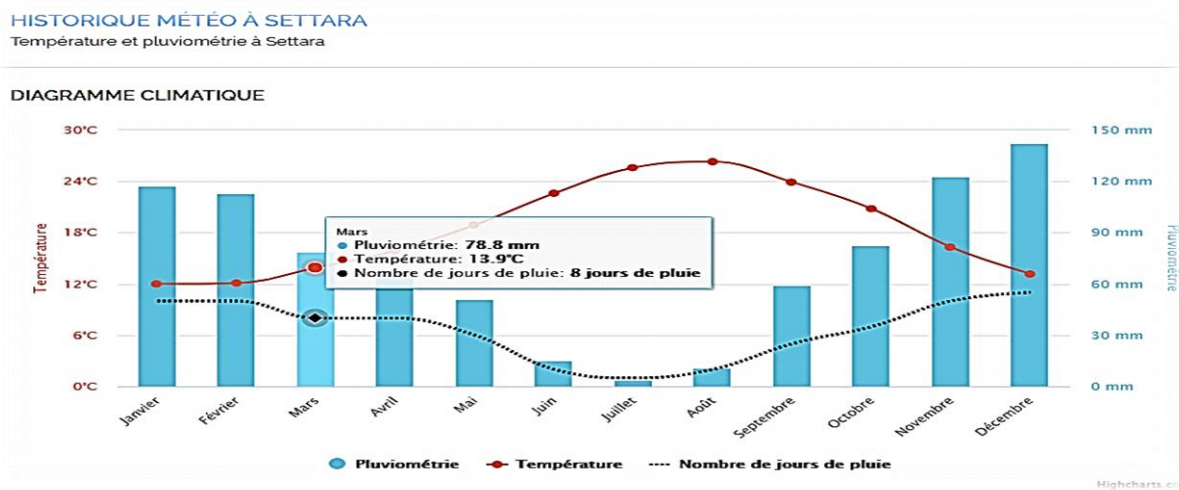


Figure IV.5 : diagramme climatique de Settara

Des précipitations moyennes de 4 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En décembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 142.2 mm.

Au mois d'août, la température moyenne est de 26.3°C. Août est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Janvier est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 12°C à cette période.

#### IV.7. Description des désordres :

Les instabilités du terrain se sont manifestées par l'apparition de fissures sur le site et sur la route nationale RN 43, ainsi que dans toute la zone située en aval de cette route (Figure IV.6).



Figure IV.6 : Vue sur les désordres de talus

On distingue sur le terrain :

- Des fissures de traction et de cisaillement ; situées à la partie supérieure de la zone instables très largement ouvertes avec dénivellation de terrain de part et d'autre de l'ouverture.
- Des fissures latérales de cisaillement ; localisées à la bordure de la zone instable, fonctionnant en décrochement, ces fissures soulignent une direction de mouvement parallèle au bord du glissement.
- Des fissures complexe avec bourrelet ; visibles principalement en aval de la route.
- Présence des fontis de profondeur indéterminable en amont du glissement (partie déblai)



Figure IV.7 : Vue sur les déformations de talus

## IV.8. Programme d'investigations géotechniques :

Afin de mener notre étude à son terme, nous avons adopté un programme géotechnique qui consiste à réaliser des essais in situ et au laboratoire comme suit :

- Deux(02) sondages carottés de 20 m de profondeur chacun (notés SC-1, SC-2), ces sondages sont implantés respectivement : à l'amont, et à l'aval de la zone du glissement, afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologiques en profondeur du site ainsi que de détecter d'une façon plus au moins approchée la limite de rupture du glissement.
- Installation d'un piézomètre de 20 m à l'aide d'un Tube PVC Crépiné.
- Quatre (04) sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDL).
- Réalisation des essais géophysique (deux tomographies électriques et deux sismique)
- Prélèvements d'échantillons intacts : on prévoit, grâce aux sondages, le prélèvement d'échantillons qui seront, ensuite, soumis à des analyses et essais en laboratoire (pour l'identification et la caractérisation géo mécanique).



*Figure IV.8: Schéma d'implantation des essais in-situ réalisés*

### IV.8.1. Les essais in-situ :

#### IV.8.1.1. Campagne d'investigation par sondages carotté :

Les sondages carottés permettent de connaître les formations du sol pour les profondeurs les plus importantes et d'extraire des échantillons intacts pour les essais de laboratoire à savoir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Par ailleurs, ces essais physico – mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi que le choix du type de la semelle.

Deux sondages carottés ont été réalisés avec la sondeuse APAFOR, type de sondage rotationnel.

Les résultats sont présentés sous forme de coupe appelée coupe de sondage, cette dernière comporte les indications suivantes :

- La profondeur et l'altitude des changements de nature des sols
- La description lithologique et la représentation symbolique des sols
- Le pourcentage de récupération traduisant la qualité du carottage

Les deux sondages carottés de 20m (sc1) et 20m (sc2) de profondeur chacun ont été réalisés sur site, avec prélèvement d'échantillons paraffinés (Voire annexe).

La description visuelle des échantillons prélevés de chaque sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

- Sondage carotté n° 1 (coté talus aval) :
  - **0.00-2.50 m** : Remblai
  - **2.50-5.10 m** : Argile
  - **5.10-6.30 m** : Sable argileux
  - **6.30-9.80 m** : Argile
  - **9.80-10.0 m** : Sable argileux
  - **10.0-20.0 m** : Argile marneuse
- Sondage carotté n° 2 (coté talus amont) :
  - **0.00-3.70 m** : remblais.
  - **3.70-11.0 m** : granite altéré composé par des sables et argiles.
  - **11.0-14.30m**: granite fracturé et très oxydés (trace d'eaux).
  - **14.3-16.7 m** : granite très altérés (arènes granitique).
  - **16.7-20.0 m** : granite fracturé peu altérés.

#### **IV.8.1.2. Campagne d'investigation par pénétromètre dynamique :**

Cette campagne comporte les essais de pénétration dynamique effectués au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd type BORRO, ce type d'essai mis en œuvre un matériel simple et robuste, Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre.

Cet essai permet d'une part de déterminer la résistance du sol par battage ainsi de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations

Les résultats sont présentés en annexes sous forme de diagrammes appelés pénéthrogrammes donnant la résistance de pointe  $R_p$  (en bars) du sol en fonction de la profondeur en mètres

$R_p$  : la résistance de pointe calculée à partir de la formule des Hollandais

Dans le tableau ci-dessous, sont récapitulées les valeurs de la résistance à la pointe (min et max) et les côtes de refus ;



**Tableau IV.1 : résultats des essais PDL**

Essais N°	Refus (m)	RP Min (BAR)	RP Max (BAR)	Observations
<b>PDL 01</b>	<b>8.40</b>	30	360	résistance forte
<b>PDL 02</b>	<b>4.80</b>	30	180	résistance forte
<b>PDL 03</b>	<b>9.80</b>	18	180	Résistance moyenne
<b>PDL 04</b>	<b>9.80</b>	12	72	Résistance faible

Les quatre graphes affichent une allure identique, à travers ces derniers, on remarque que la résistance dynamique évolue d’une façon irrégulière en fonction de profondeur. Les valeurs minimales de Rp varient de 12 à 30 bars, ces valeurs sont faibles.

**IV.8.1.3. Campagne de reconnaissance géophysique :**

Le programme d’intervention préétabli était la réalisation de deux profils par tomographie sismique et deux panneaux électriques.

**IV.8.1.3.1. Tomographie électrique :**

Pour avoir des informations sur la géologie de site par l’approche géophysique, on a utilisé la méthode des panneaux électriques (tomographie électrique). Six (06) Le Protocole de Schlumberger a été utilisé, avec un espacement variant de 1.50 mètres.

Pour mener les essais de la campagne géophysique, le matériel déployé est le suivant :

- Un système d’acquisition SAS 1000 ABEM contenant les protocoles de mesures
- Un résistivimètre ABEM qui mesure la résistivité apparente du milieu. –Des électrodes en acier inoxydable, des câbles pour relier les électrodes au système d’acquisition, deux connecteurs de câbles, un câble pour relier le résistivimètre à la centrale d’acquisition.
- Une batterie externe de 12v et de 75 Am.



**Figure IV.9 : implantation d’essais de panneaux électriques**

#### IV.8.1.3.2. Tomographie sismique :

La tomographie sismique consiste à enregistrer sur des géophones régulièrement espacés, les ondes sismiques émises par une source d'ébranlement. L'inversion des temps de parcours de ces ondes permet de calculer la distribution des vitesses du milieu compris entre deux positions. La résolution des mesures est de l'ordre de 20% de la distance émetteur sur récepteur.

Deux profils sismiques ont été effectués sur site. Chaque base est constituée par l'arrangement de 12 géophones verticaux. Avec un équipement à haute résolution composé de :

- Un sismographe "DAQLINK 3" system
- Des capteurs verticaux sismiques 10 Hz
- Un générateur de vibrations et divers accessoires



*Figure IV.10: implantation d'essais de tomographie sismique.*

#### IV.8.2. Les essais au laboratoire :

Conformément au programme initial, il a été réalisé des essais de laboratoires sur les échantillons intacts récupérés au sein de sondage carotté.

Divers essais physiques et chimiques ont été exécutés selon les normes opératoires en vigueur au laboratoire comme :

##### ❖ Essais physiques

Teneur en eau naturelle $W_n$ (%)	<b>NF P94-050</b>
Granulométrie	<b>NF P94-057</b>
Densité apparente sèche $\gamma_d$ ( $t/m^3$ )	<b>NF P94-050</b>

Limites de liquidité	<b>NF P94-051</b>
<b>❖ <u>Essais mécaniques</u></b>	
Essai de compressibilité	<b>NF P 94-090-1</b>
Essai de cisaillement	<b>NF P 94-071-1</b>

<b>❖ <u>Analyses chimiques</u></b>	
Teneur en carbonates	<b>NF P 94-048</b>
Teneur en sulfates	<b>NF P 99-009</b>

**IV.8.2.1. Analyse et Interprétation des résultats des essais au laboratoire :**

**IV.8.2.2. Caractéristiques physiques :**

*Tableau IV.2 : Résultats des essais physiques SCI*

Sondage		SCI					
Profondeur (m)		3m.0-3m.5	4m.5-5m.0	7m.0-7m.4	8m.4-9m.1	10m.4-11m.0	13m.1-13m.4
Etat d'échantillon		Intact					
Teneur en eau naturelle (Wn) %		27.22	27.10	27.34	24.35	30.37	30.80
Masse volumique sèche (yd) t/m <sup>3</sup>		1.53	1.52	1.57	1.81	1.45	1.40
Masse volumique humide (yh) t/m <sup>3</sup>		1.94	1.93	2.0	2.25	1.90	1.84
Granulométrie	2mm(%)	98.78	98.78	100	100	100	100
	80µm(%)	56.54	59.77	96.89	90.31	99.76	99.12
Argilosité	WL (%)	79	70	55	49	71	79
	WP (%)	42	42	32	29	40	43
	IP (%)	37	28	23	20	31	36
Classification LCPC		Lt	Lt	Lt	Lt	Lt	Lt

D'après la classification LCPC. Le sol s'agit des limons très plastique et limon peu plastique.

**Tableau IV.3** : Résultats des essais physiques **SC2**

Sondage		SC2
Profondeur (m)		4m.10 – 4m.60
Etat d'échantillon		Intact
Teneur en eau naturelle (W <sub>n</sub> ) %		21.32
Masse volumique sèche (y <sub>d</sub> ) t/m <sup>3</sup>		1.54
Masse volumique humide (y <sub>h</sub> ) t/m <sup>3</sup>		1.87
Granulométrie	2mm(%)	99.84
	80µm(%)	29.75
Argilosité	WL (%)	70
	WP (%)	43
	IP	27
Classification LCPC		SL

D'après la classification LCPC. Le sol s'agit des sables limoneux

#### IV.8.2.3. Caractéristiques mécaniques :

- **Essai de cisaillement**

Par caractéristiques mécaniques de cisaillement, nous entendons la cohésion et l'angle de frottement interne qu'on déduit de l'essai de cisaillement, ils ont été effectués à l'aide de la machine de cisaillement rectiligne.

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4** : Résultats des essais de cisaillement CD et UU

Sondage n°	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne			
		Caractéristique UU		Caractéristique CD	
		Ø <sub>u</sub> °	C <sub>u</sub> (KPa)	Ø'°	C' (KPa)
SC 01	03.00 – 03.50	09.64	38.71	/	/
	04.50 – 05.00	13.09	42.10	/	/
	07.00 – 07.40	15.10	21.73	5.56	54.66
	08.40 – 09.10	13.90	32.76	17.48	47.70
	10.40 – 11.00	28.01	20.56	10.48	40.74
SC 02	04.10 – 04.60	10.48	48.38	19.39	29.71

Les résultats des couples de cisaillement caractérisent un sol faible à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent.

- **Essai de résistance à la compression simple**

Un essai de compression mesure la résistance à la compression d'un matériau sur une machine d'essais mécanique suivant un protocole normalisé.

Tableau IV.5 : résultats essai de compression mesure la résistance à la compression

SC N°	Profondeur (cm)	Dimension (cm)	Densité (t/m <sup>2</sup> )	Compression	
				Charge(KN)	R.C(Mpa)
SC N°2	20m.10 - 20m.60	8.0 x 16.0	2.36	273.283	54.368

#### IV.8.2.4. Caractéristiques chimiques :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Résultats des essais chimiques

SC N°	Profondeur (m)	Teneur exprimé en (%)	
		Carbonates CaCO <sub>3</sub>	Sulfate SO <sub>4</sub>
SC 01	4m.50 – 5m.00	4.16	0.57
	7m.00 – 7m.30	16.66	0.72
	8m.40 – 9m.10	25.33	0.77
	10m.40 – 11m.10	26.66	0.79
	13m.10 – 13m.40	10.0	1.09
SC 02	4m.10 – 4m.60	1.66	0.66

##### ➤ SC 01 :

##### 4m.50 – 5m.00

- ✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon
- ✓ Le sol est **faiblement** agressif (0.24<% de SO<sub>4</sub><0.6)

##### 7m.00 – 7m.30

- ✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon marneux
- ✓ Le sol est **moyennement** agressif (0.60<% de SO<sub>4</sub>< 1.20)

##### 8m.40 – 9m.10

- ✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon marneux
- ✓ Le sol est **moyennement** agressif (0.60<% de SO<sub>4</sub>< 1.20)

##### 10m.40 – 11m.10

- ✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon marneux
- ✓ Le sol est **moyennement** agressif (0.60<% de SO<sub>4</sub>< 1.20)

##### 13m.10 – 13m.40

- ✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon marneux

✓ Le sol est **moyennement** agressif ( $0.60 < \% \text{ de } \text{SO}_4 < 1.20$ )

➤ **SC02 :**

✓ Teneur en carbonate signifie que le sol est un limon

✓ Le sol est **moyennement** agressif ( $0.60 < \% \text{ de } \text{SO}_4 < 1.20$ )

**IV.8.2.5. Caractéristiques géophysiques :**

• **Caractéristique électrique**

Les valeurs enregistrées par le récepteur sont des résistivités (Ohm.m) apparentes. En effet la mesure représente une valeur qui intègre les résistivités d'un certain volume de sol. L'exploitation des résultats consiste à retrouver les épaisseurs et résistivité vraies des différents corps en présence.

Les deux modèles géo électriques représentent deux couches :

- la première correspond à un ensemble de formations de résistivités apparentes comprises entre 10 et 48 ohm.m, d'épaisseurs 1 à 4 m ;

- la seconde est un ensemble de deux terrains de résistivités apparentes comprises entre 2.99 et 10 ohm.m correspondant des couche humide a très humide.

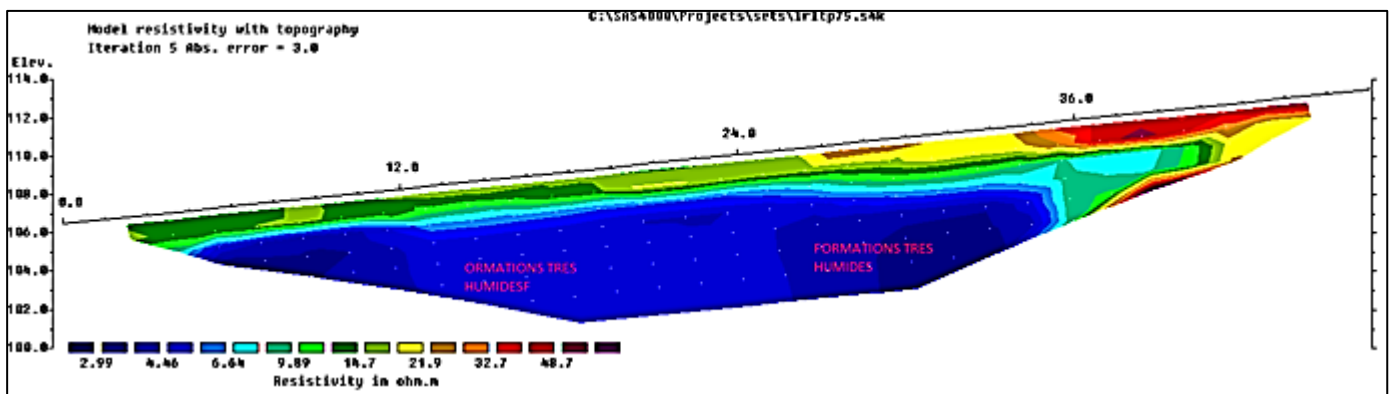


Figure IV.11: Profile électrique 1

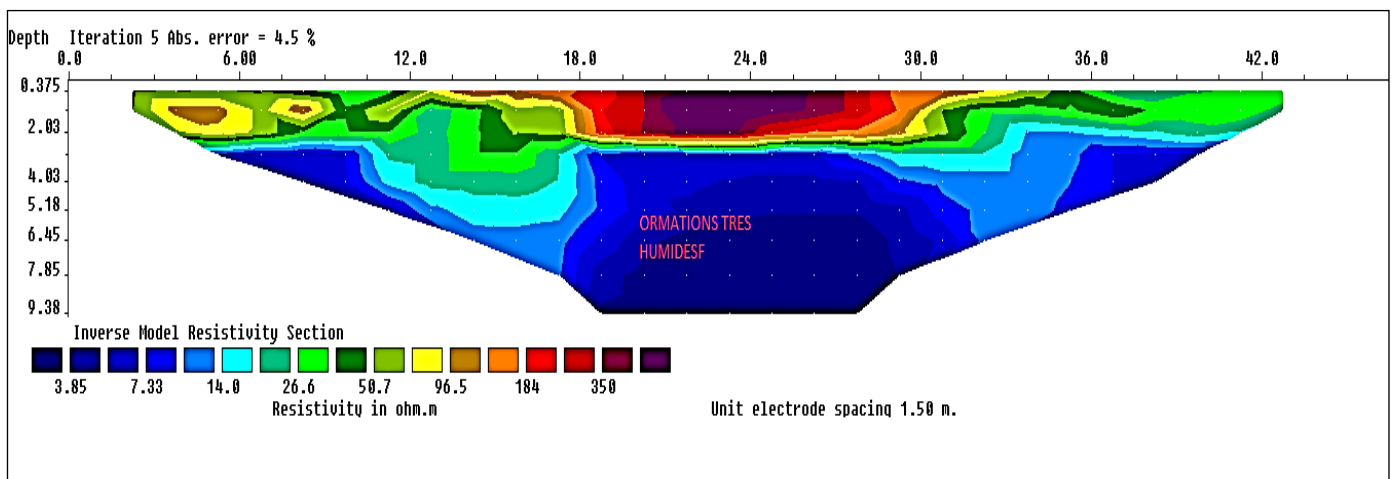
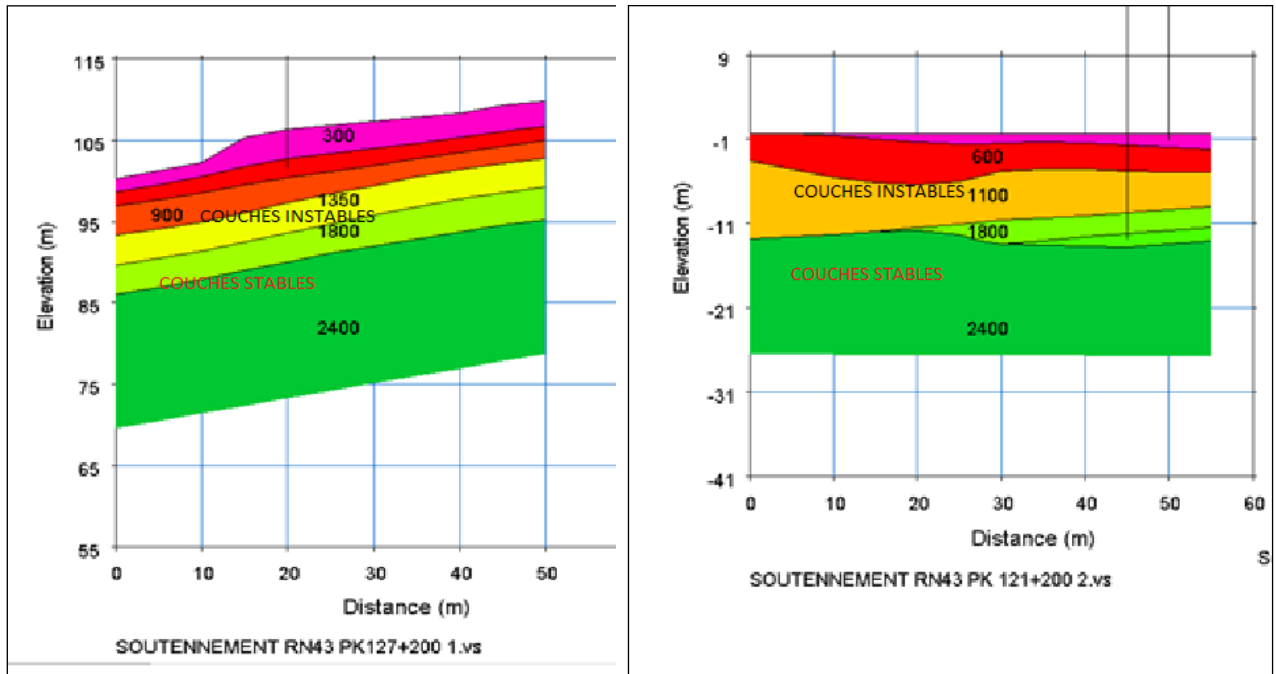


Figure IV.12: Profile électrique 2

Les deux modèles de terrain sont très similaires. La surface des profils montre des valeurs de résistivité moins élevées (26 à 50 Ohm.m) que dans la partie basse, où un noyau très humide (< 10 Ohm.m) se développe. Ce noyau non résistif correspond à une zone plus argileuse et plus saturée.

- **Caractéristique sismique**

Les mesures en sismique de surface ont été acquises sur une longueur de 50 m pour le premier profil et de 55 m pour le second. Les résultats sont donnés sur les deux figures suivantes



**Profile 1**

**Profile 2**

*Figure IV.13 : Les profils sismiques*

Les profils montrent une répartition horizontale des vitesses de cisaillement. Sur les 10 m supérieurs, les profils montrent une vitesse de cisaillement supérieure à 600 m/s. En dessous, une passe plus lente (~300 m/s) est mise en évidence sur une épaisseur de 4 à 5 m. Ensuite, la vitesse s'élevé à nouveau à des valeurs de 1800 m/s et plus. Ceci dégage une structure similaire à celle mise en évidence par la tomographie électrique dans cette zone : une couche instable est présente sur les 10 m supérieurs.

#### **IV.9. Conclusion :**

Le présent chapitre représente la situation géographique du site ainsi que les résultats des reconnaissances géotechniques effectuées sur terrain et des essais en laboratoire, durant lesquelles le laboratoire a réalisé des travaux sur terrain par l'exécution des sondages carottés, installation de piézomètre et des sondages pénétrométriques et géophysiques, suivi par le prélèvement d'échantillons intacts pour analyse au laboratoire.

***CHAPITRE V :***  
***ETUDE ET CONFORTEMENT DE***  
***GLISSEMENT***



## V.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du talus par les méthodes analytiques dites d'équilibre limite utilisant le concept des tranches et de proposer des solutions pour le confortement. L'analyse de la stabilité, objet de ce chapitre, a pour but de montrer l'existence d'une surface de glissement (généralement circulaire) ou le risque de rupture du talus est très probable, ce risque est souvent quantifié à travers l'évaluation d'un coefficient de sécurité.

On a considéré l'étude de mouvement de terrain, localisé à la ville de Settara, Jijel ; franchi par la route national RN 43 au Pk127+200 et causant l'instabilité de la route. L'analyse sera performée à l'aide des calculs manuelles (la méthode de Fellenius, et celle de Bishop) et par logicielles de calcul, Geo-Slope et Plaxis.

## V.2. Calcul manuel :

Après plusieurs tentatives de la méthode des tranches, on a trouvé que le rayon de cercle de rupture est de 14.5 m.

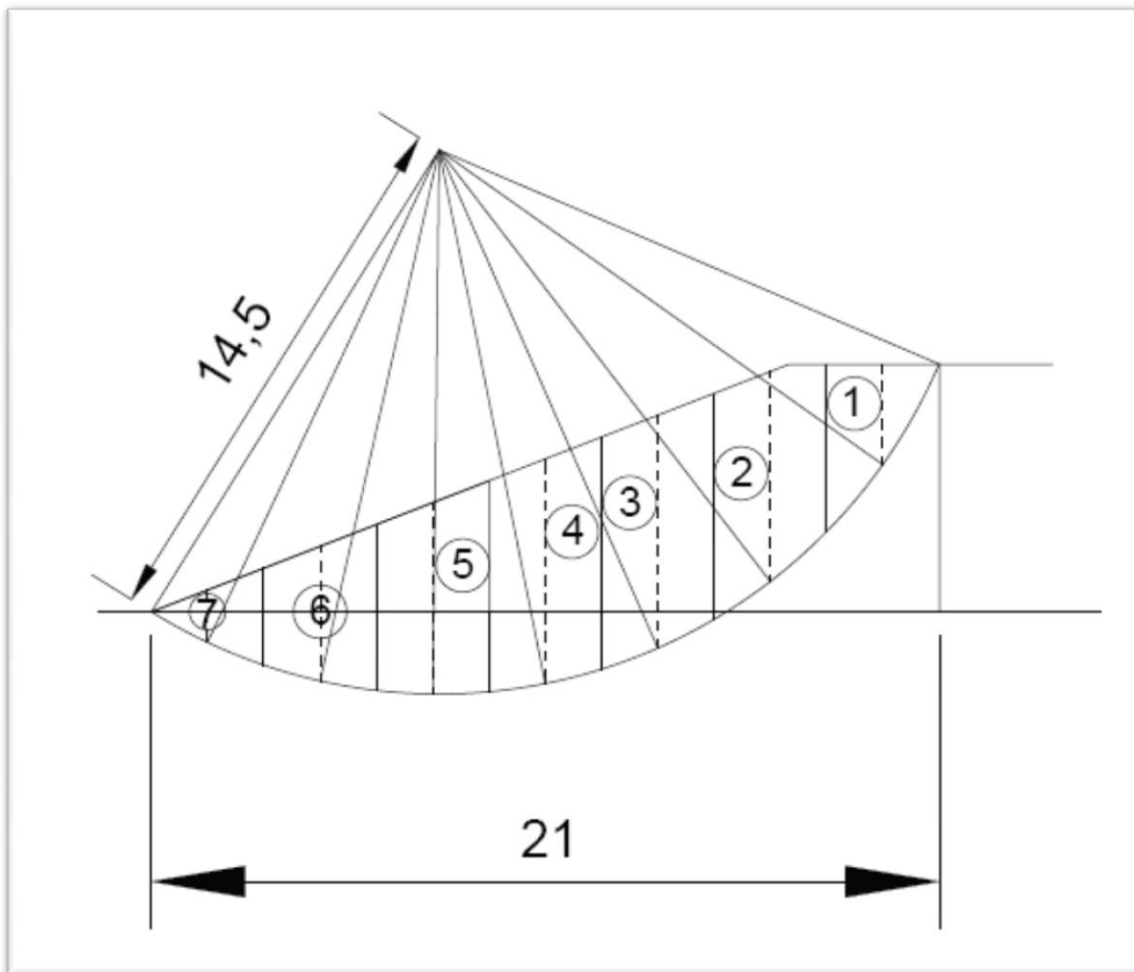


Figure V.1 : schéma représentatif de cercle de rupture manuellement

### Cercle :

Centre :  $X=31.5$  m,  $Y=29.5$  m

Rayon :  $R=14.5$  m

Largeur totale :  $L=21$  m

Largeur de la tranche :  $b=3$  m

- 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 :

$\beta_0 = 17^\circ$  et  $\alpha_0 = 38^\circ$ .

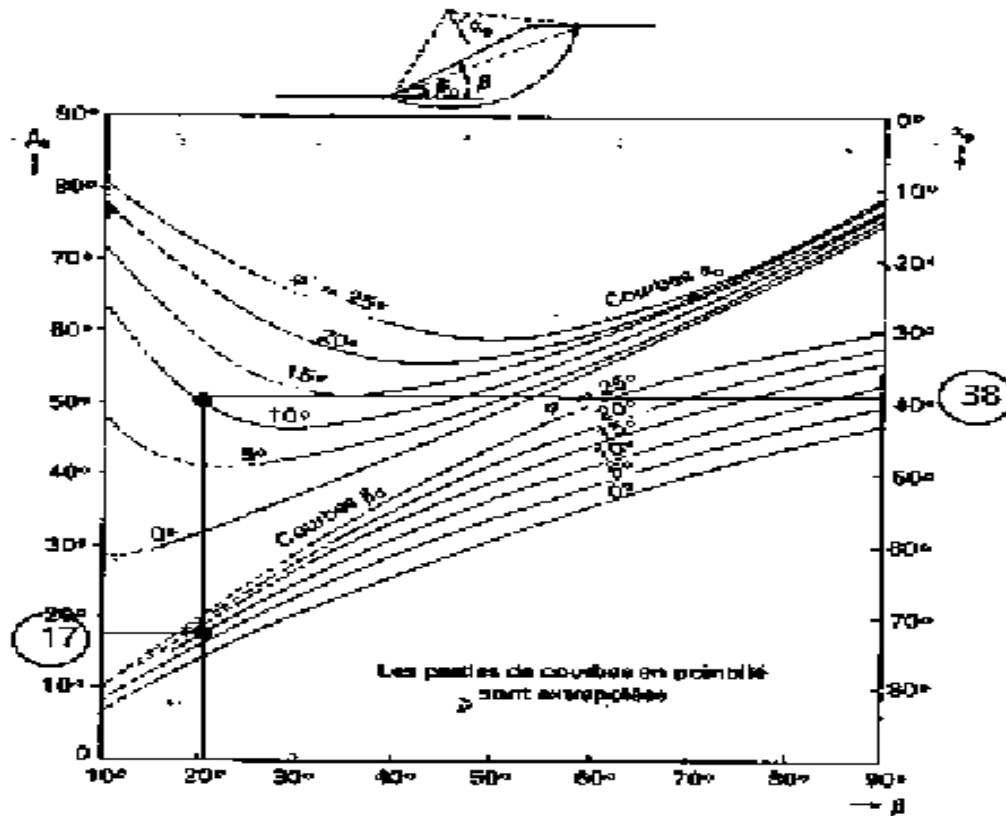


Figure V.2 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied

### V.2.1. Méthode de Fellenius :

$$F_s = \frac{\sum [C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \varphi_i]}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \dots (1)$$

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

Tableau V.01 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° de tranche	$\alpha_i(^{\circ})$	$b_i$ (m)	$L_i=b/\cos \alpha$ (m)	H (m)	$\gamma h$ (Kn/m3)	$W_i=\gamma.H.b$ (Kn/m)	C'	$\varphi'$	$C'.L+(W_i.\cos \alpha i.)$ $\tan \varphi'$	$W_i.\sin \alpha i$
1	55.5	3	5.29	2.6	19	148.2	5	10	41.25	122.13
2	39	3	3.86	5.6	19	319.2	5	10	63.04	200.87
3	25	3	3.31	6.2	19	353.4	5	10	73.02	149.35
4	12	3	3.06	6	19	342	5	10	74.28	71.1
5	0	3	3	5.2	19	296.4	5	10	67.26	0
6	-12	3	3.06	3.8	19	216.6	5	10	52.65	-45.03
7	-24	3	3.28	1.8	19	102.6	5	10	32.93	-41.73
$\Sigma$ Total									404.43	456.69

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

$$Fs = \frac{404.43}{456.69} = 0.88$$

$$Fs = 0.88$$

### V.2.2. Méthode de Bishop :

$$Fs = \frac{\sum_1^n (C_i.b + W_i.tg\varphi_i) \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + tg\alpha_i \cdot \frac{tg\alpha_i}{FS_{fellenius}})}}{\sum_1^n W_i.\sin \alpha_i} \dots (3)$$

Avec :La valeur du  $Fs$  obtenu par la méthode de FELLENIUS est 0.88

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

Tableau V.02 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° de tranche	$\alpha_i(^{\circ})$	bi (m)	H (m)	$W_i = \gamma H b$ (Kn/m)	C'	$\varphi'$	$(c'.bi + W_i \tan \varphi') / [\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot (\frac{\tan \varphi'}{F_s \text{ fellenus}}))]$	$W_i \sin \alpha_i$
1	55.5	3	2.6	148.2	5	10	56.22	122.13
2	39	3	5.6	319.2	5	10	78.91	200.87
3	25	3	6.2	353.4	5	10	78.01	149.35
4	12	3	6	342	5	10	73.84	71.1
5	0	3	5.2	296.4	5	10	67.26	0
6	-12	3	3.8	216.6	5	10	56.79	-45.03
7	-24	3	1.8	102.6	5	10	39.77	-41.73
$\Sigma$ Total							450.8	456.69

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

$$F_s = \frac{450.8}{456.69} = 0.98$$

$$F_s = 0.98$$

### V.3. Calcul par logiciel :

L'analyse a été effectuée avec l'utilisation de deux systèmes informatiques, qui sont GEO-SLOPE 2012(en se basant sur les méthodes de : Janbu, Ordinaire (Fellenius), Bishop, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu généralisée), et PLAXIS 2D (en se basant sur la méthode de  $\varphi$ - C réduction).

#### V.3.1. Présentation du logiciel GEO-SLOPE :

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

SLOPE/W : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ordinaire ...).

**SEEP/W** : calcul, analyse et évalue, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau.

**QUAKE/W** : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme.

**SIGMA/W** : analyse par éléments finis des problèmes de contraintes - déformations.

**TEMP/W** : analyse des problèmes géothermiques des sols.

**CTRAN/W** : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.

**AIR/W** : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.

**VADOSE/W** : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la va dose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol

Ce qui nous intéresse dans notre étude est le programme **SLOPE/W**

Le programme **SLOPE/W** est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du « Géostudio 2012 » et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes. L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité  $F_s$ .

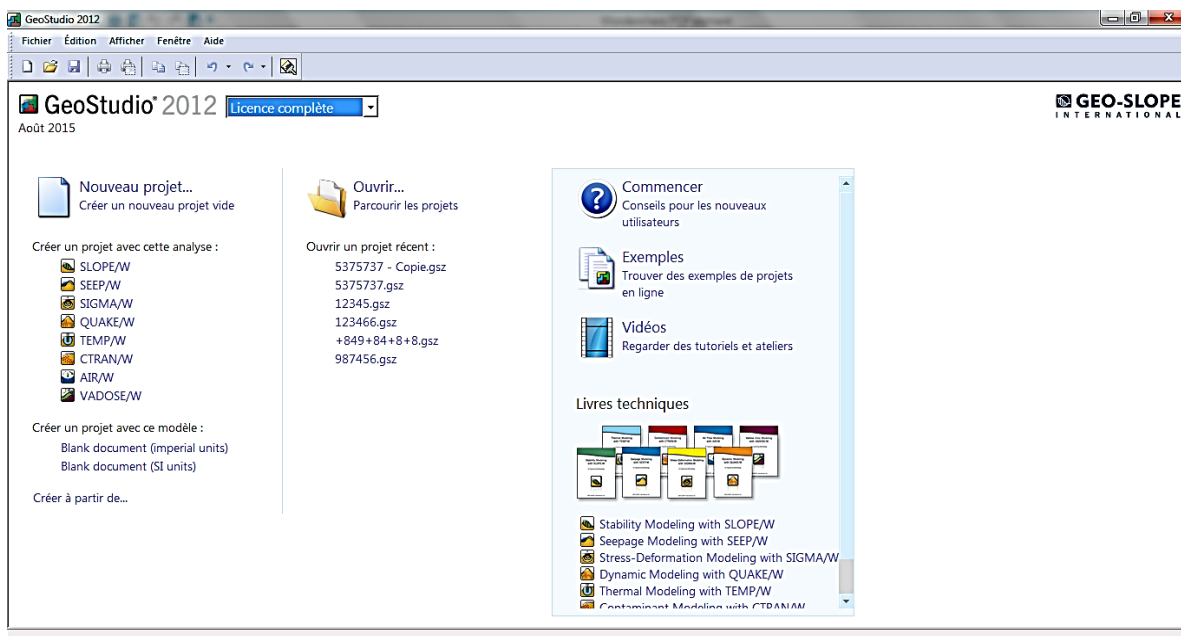


Figure V.3 : Présentation du logiciel GEOSLOPE

V.3.1.1. Déroulement de logiciel :

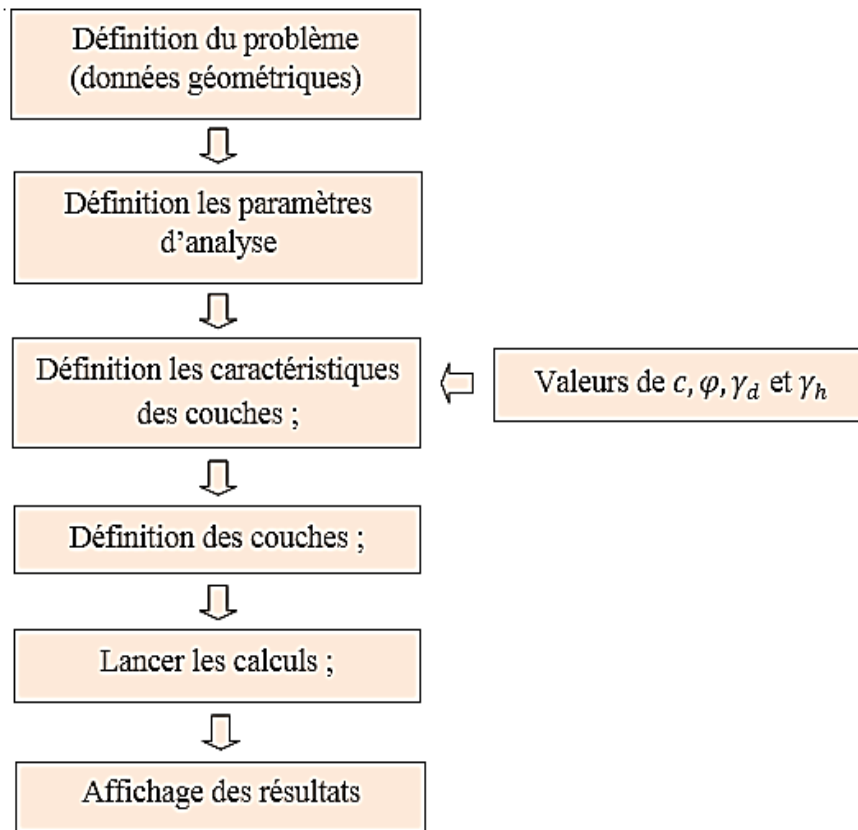


Figure V.4 : Fonctionnement du logiciel géo-slope.

V.3.1.2. Les caractéristiques géotechniques de talus :

Tableau V.03: Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs

Couche	Couleur	(KN/m <sup>3</sup> )	C (KPa)	φ (°)
Granite fracturé		21	30	31
Remblai		19	5	10
Argiles		15	32	14
Argiles sableuses		15.2	25	3.2
Argiles marneuses		14	20	28

V.3.1.3. Les caractéristiques de la surcharge routière :

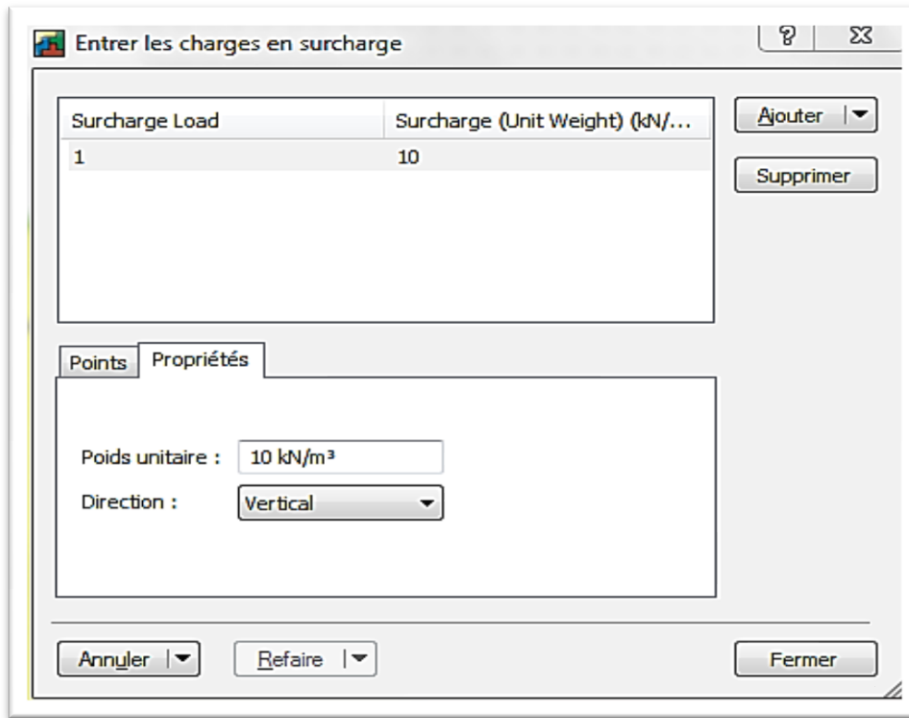


Figure V.5 : Les caractéristiques de la surcharge routière

V.3.1.4. Modélisation numérique du modèle initial :

L'analyse du problème est réalisée comme suit :

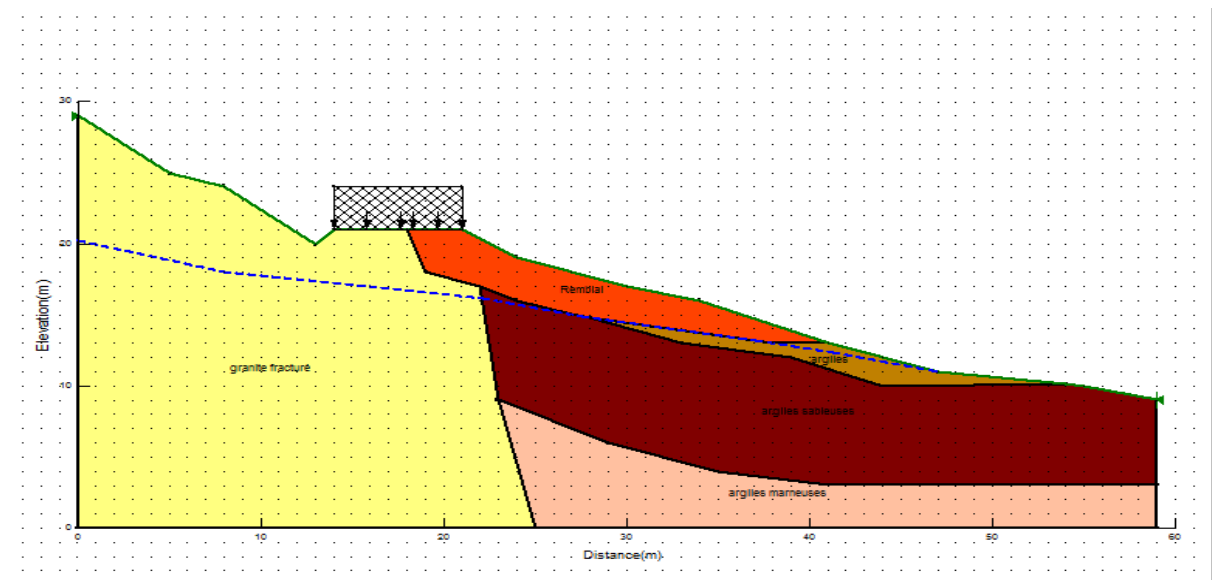


Figure V.6 : Modèle initiale modélisé Pk127+200

Pour trouver le cercle de glissement probable avec Géo-Slope, on se basant sur la méthode « Entrée et sortie », dans cette méthode, il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une partie où se trouve le dernier point d'arc du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente).

**V.3.1.5. Résultats du calcul de coefficient de sécurité :**

➤ *Bishop :*

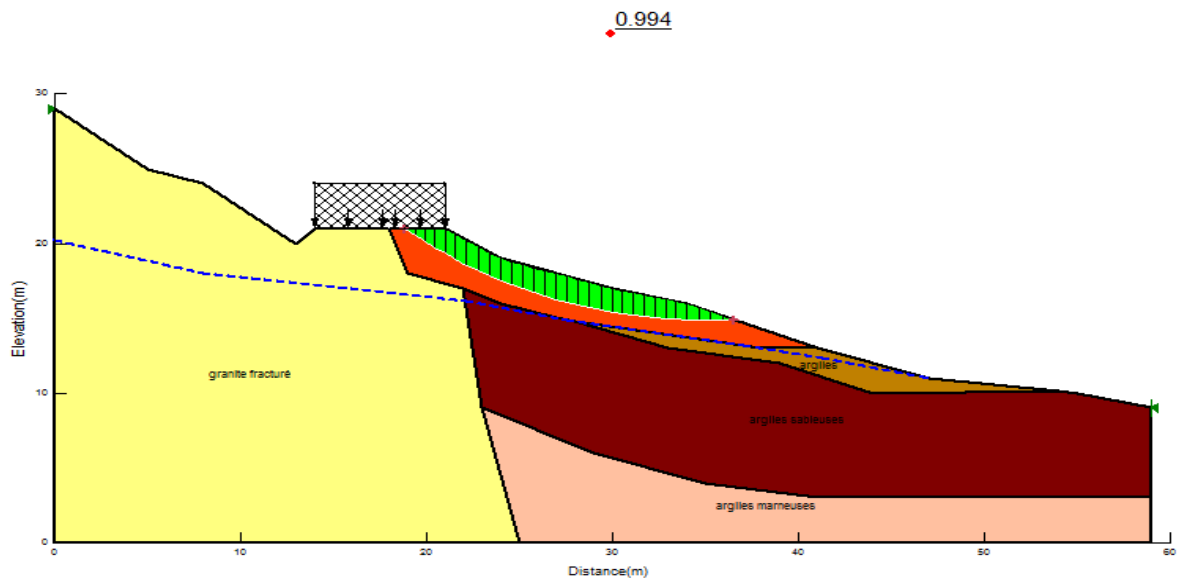


Figure V.7 : Cercle de rupture obtenue selon Bishop

➤ *Morgenstern-Price :*

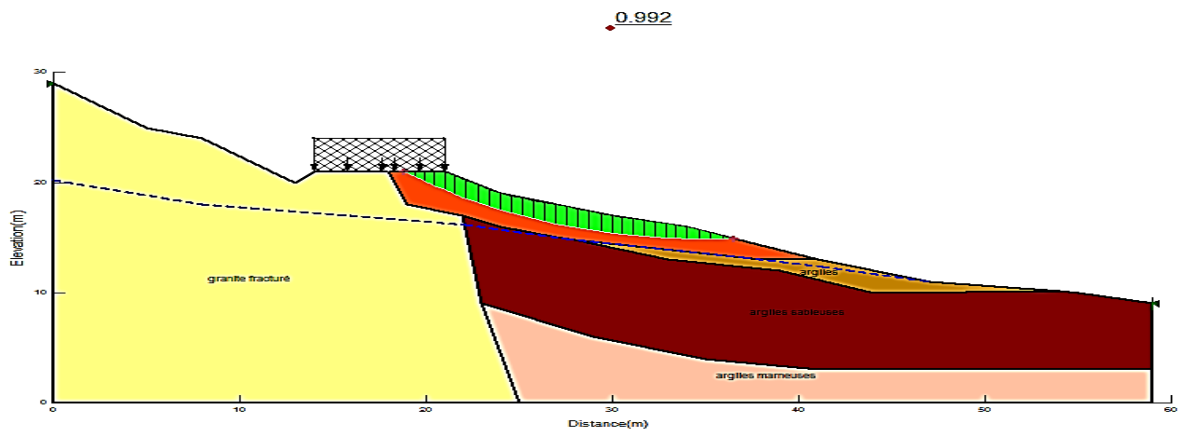


Figure V.8 : Cercle de rupture obtenue selon Morgenstern-Price



➤ **Spencer :**

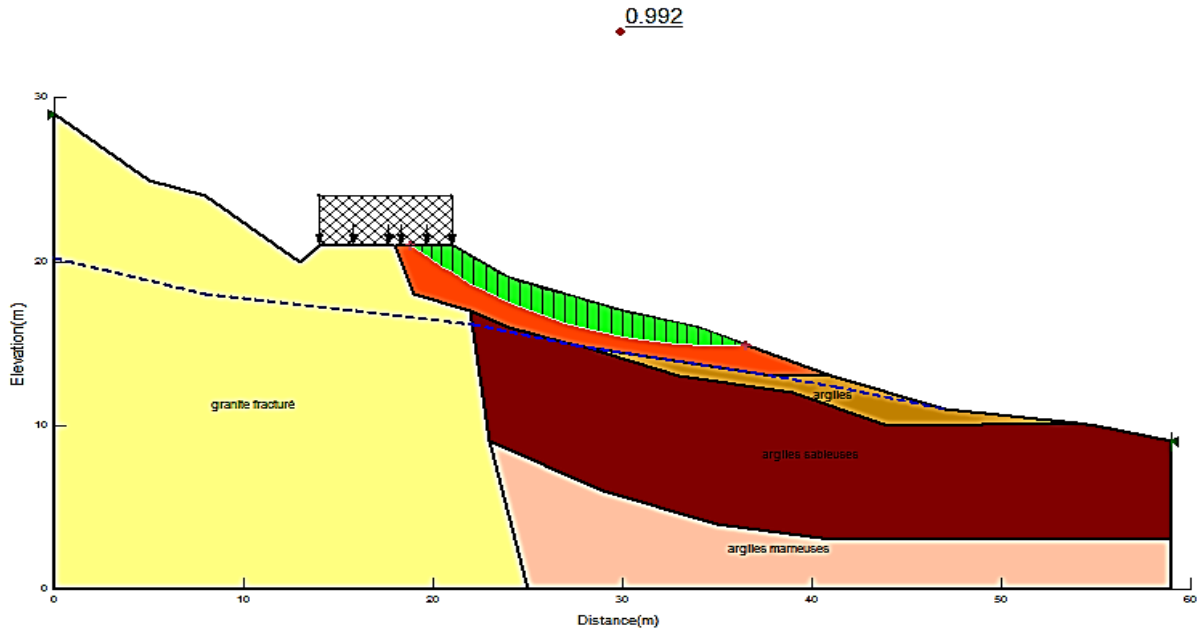


Figure V.9 : Cercle de rupture obtenue selon Spencer

➤ **Janbu Généralisé :**

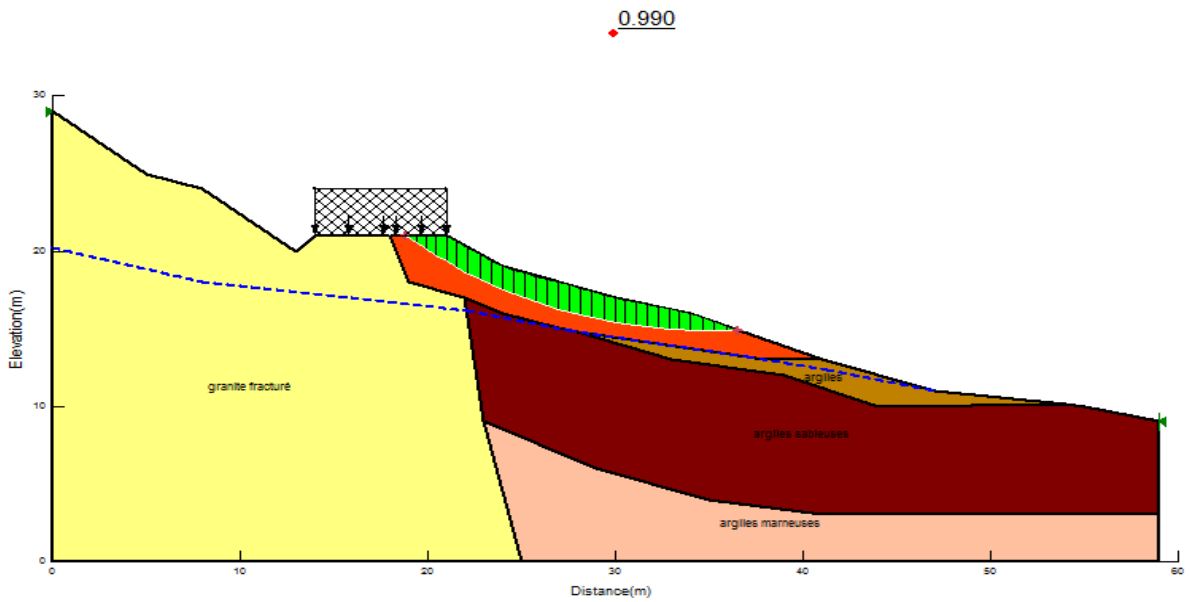


Figure V.10 : Cercle de rupture obtenue selon Janbu Généralisé

➤ *Ordinaire :*

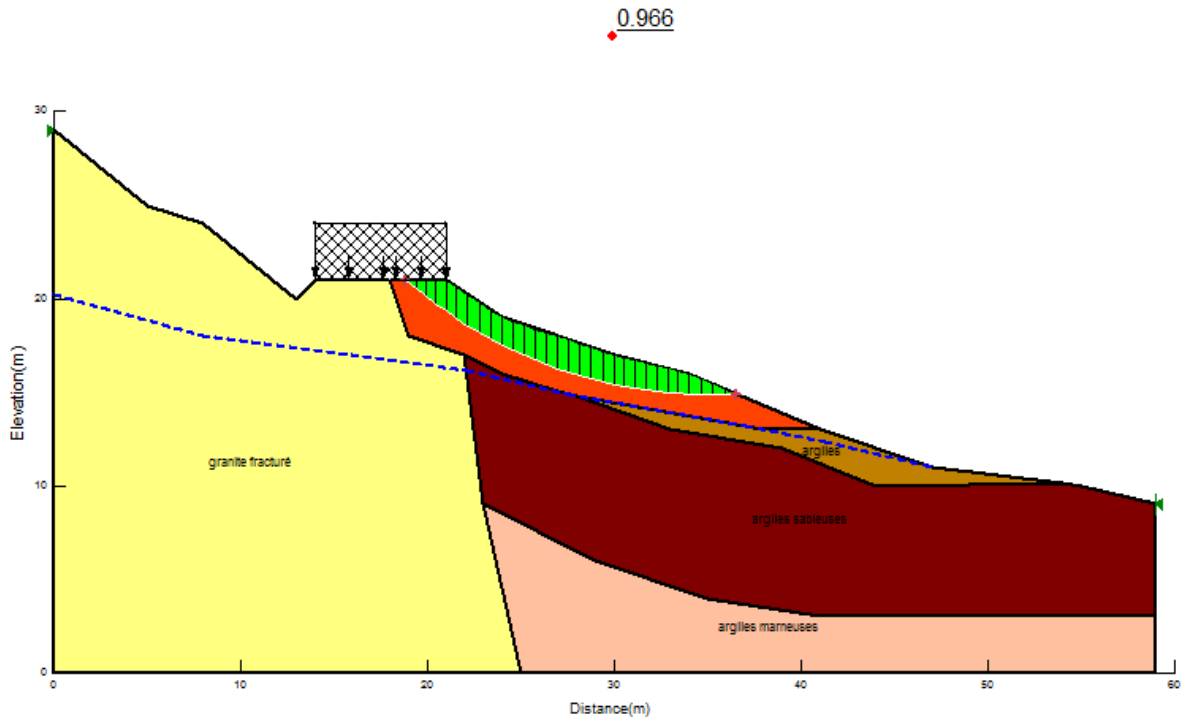


Figure V.11 : Cercle de rupture obtenue selon Ordinaire

➤ *Janbu :*

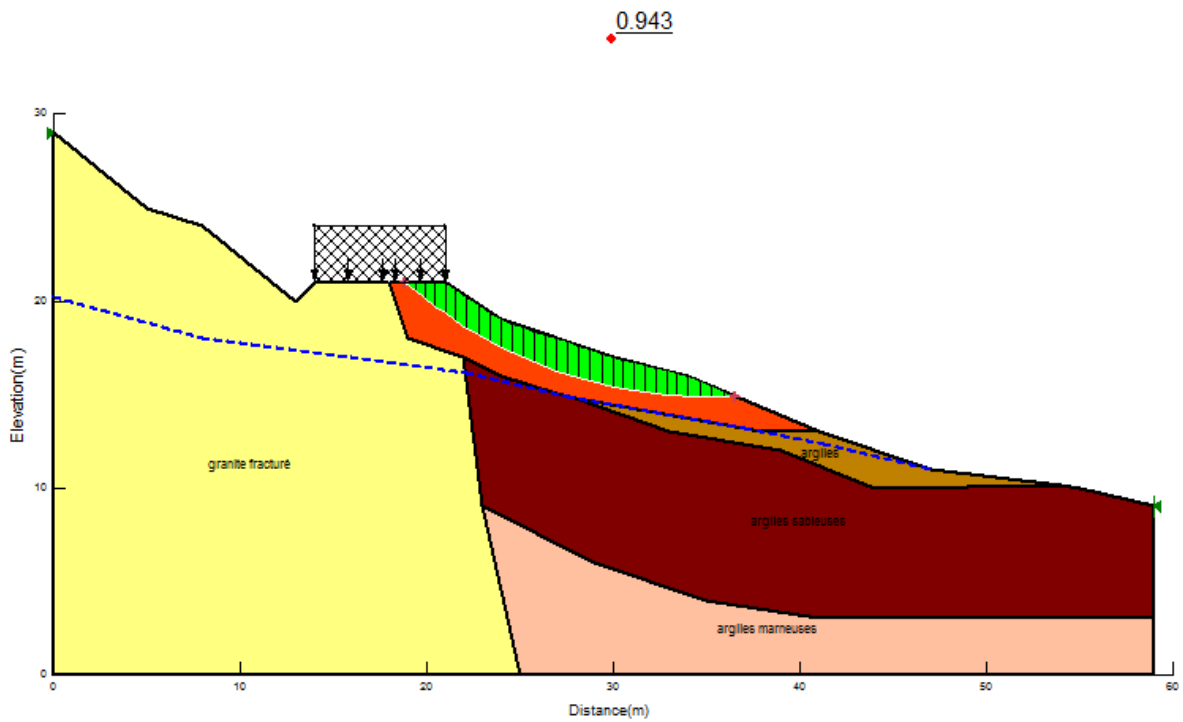


Figure V.12 : Cercle de rupture obtenue selon Janbu

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

**Tableau V.04** : Les résultats obtenus par les différentes méthodes étudiées

Méthode de calcul	Janbu	Ordinaire	Janbu généralisé	Spencer	Morgenstern-Price	Bishop
Fs	0.943	0.966	0.990	0.992	0.992	0.994

**V.3.1.6. Interprétation des résultats :**

A la lecture des résultats mentionnés dans le tableau ci-dessus, on remarque que tous les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1.5 avec des valeurs proches mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode.

**V.3.2. Présentation du logiciel PLAXIS :**

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

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

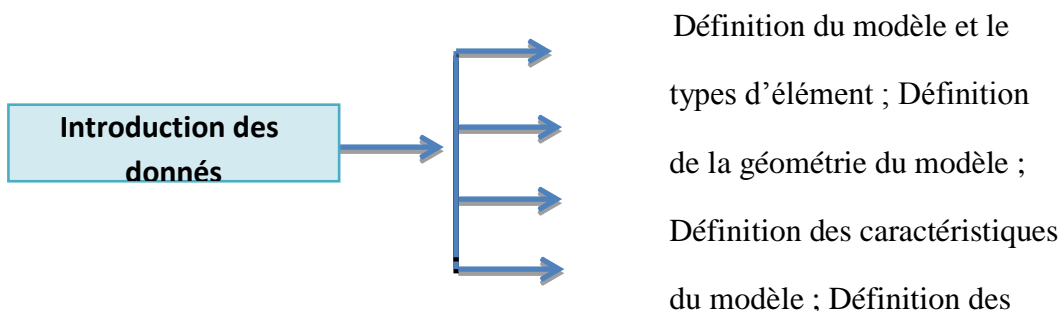
Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel Plaxis nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculer ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proches à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds.

Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus ; l'élément triangulaire à 15 nœuds.

**V.3.2.1. Déroulement du logiciel :**

Le Plaxis est un programme d'éléments finis, qui compose de quatre sous programmes : (Input, Calculassions, Output et Curves).



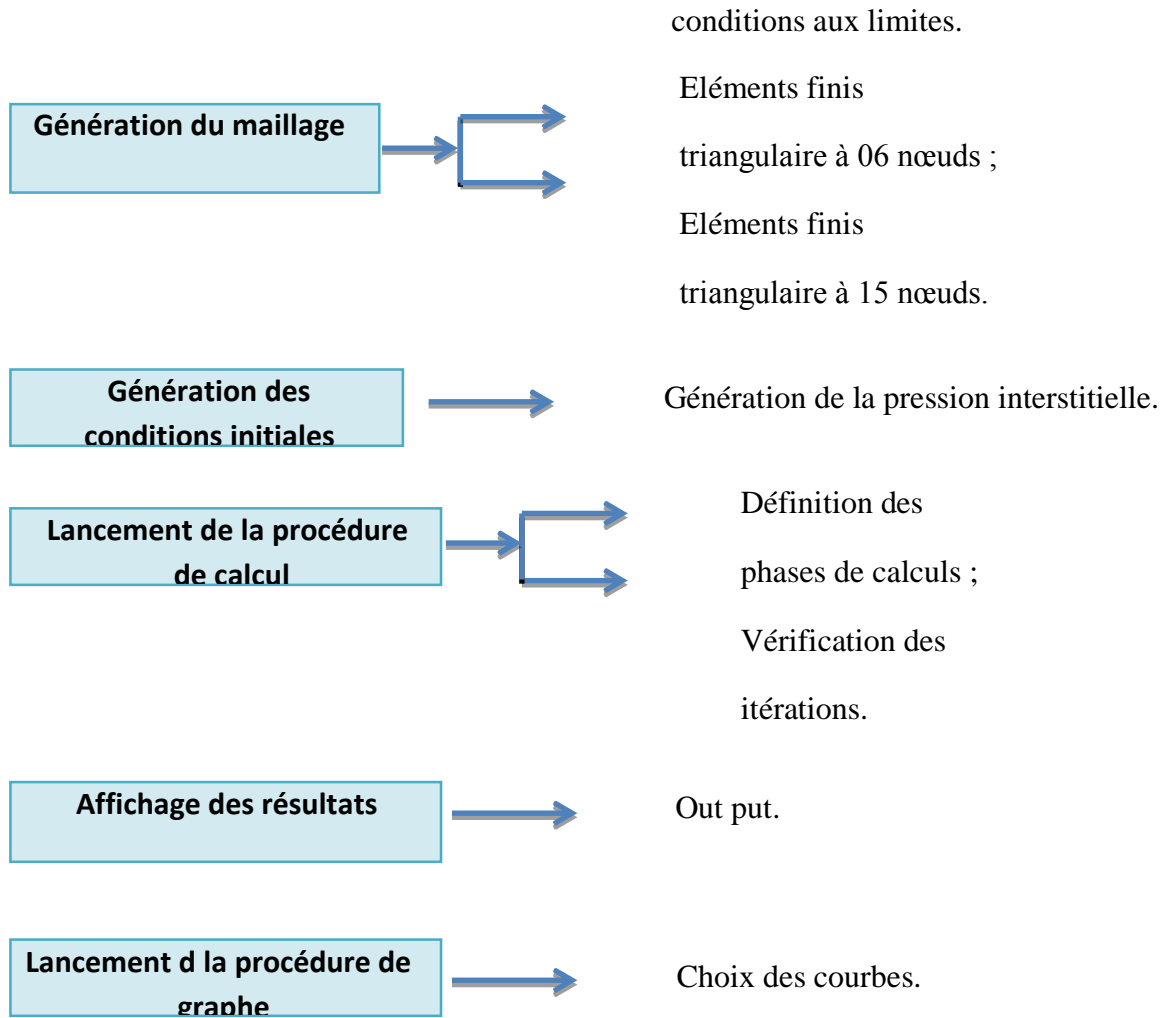


Figure V.13 : Déroulement du logiciel plaxis

### V.3.2.2. Les modèles incorporés dans le plaxis :

Le PLAXIS code version 8.2 utilisé contient les modèles constitutifs des sols suivants :

#### a. *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.

#### b. *Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM) :*

Le modèle de Mohr -Coulomb, ou modèle elasto -plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. 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 :

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

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

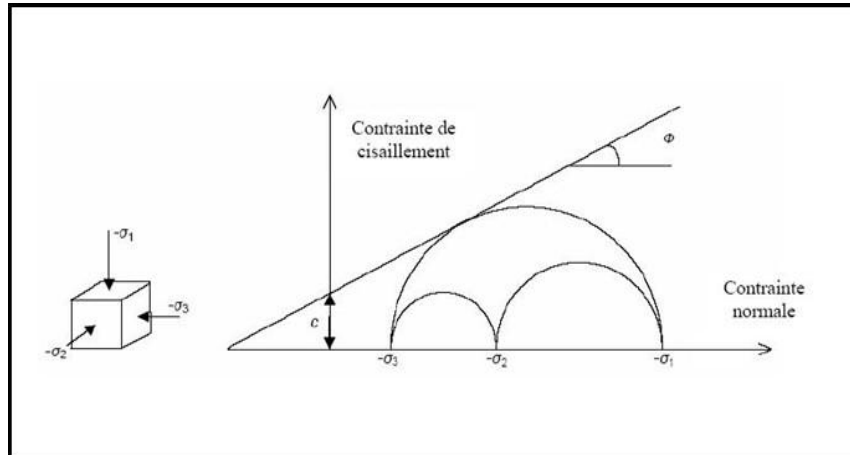


Figure V.14 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

**c. Modèle de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM) :**

Le modèle de durcissement par écrouissage 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,  $E_{50}$ , et la rigidité de chargement œdométrique,  $E_{oed}$ .

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.

Les données géotechniques :

Les paramètres d'entrés sont : les paramètres géotechniques de chaque couche :

$g$  (KN/m<sup>3</sup>),  $C$  (KN/m<sup>2</sup>) et  $\varphi$ (°).

Les coordonnées  $X$ ,  $Y$  en mètre.

### V.3.2.3. Les étapes de modélisation :

#### V.3.2.3.1. La géométrie de modèle :

Dans ce système l'état de contrainte et de déformation est plan, on va créer un modèle géométrique de la pente qui possède une hauteur de 29 m et de largeur de 59 m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

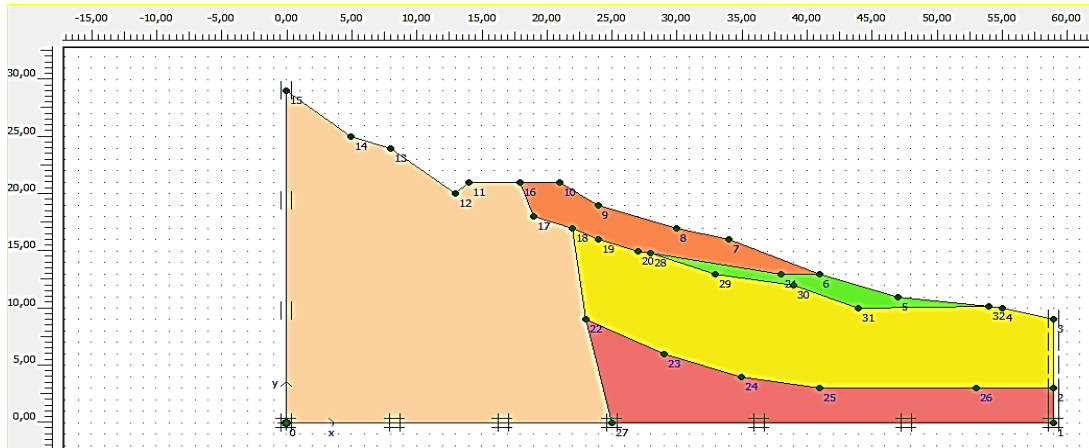


Figure V.15: La géométrie de modèle

#### V.3.2.3.2. 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).

#### V.3.2.3.3. Caractéristiques des matériaux :

- *Les données géotechniques des couches:*
- **Couche 01:** Granite fracturé

Figure V.16 : les données géotechnique Granite fracturé 1

Mohr-Coulomb - Granite fracturé

General Parameters Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$ : 6,000E+07 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu): 0,300

Strength

$c_{ref}$ : 30,000 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 31,000 °

$\psi$  (psi): 1,000 °

Alternatives

$G_{ref}$ : 2,308E+07 kN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$ : 8,077E+07 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$ : 3282,000 m/s

$V_p$ : 6139,000 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure V.17 : les données géotechnique Granite fracturé 2

- **Couche 02: Remblais**

Mohr-Coulomb - Remblais

General Parameters Interfaces

Material Set

Identification: Remblais

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

$\gamma_{unsat}$ : 19,000 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{sat}$ : 21,000 kN/m<sup>3</sup>

Comments

Permeability

$k_x$ : 1,000E-03 m/day

$k_y$ : 1,000E-03 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure V.18 : les données géotechnique Remblais 1

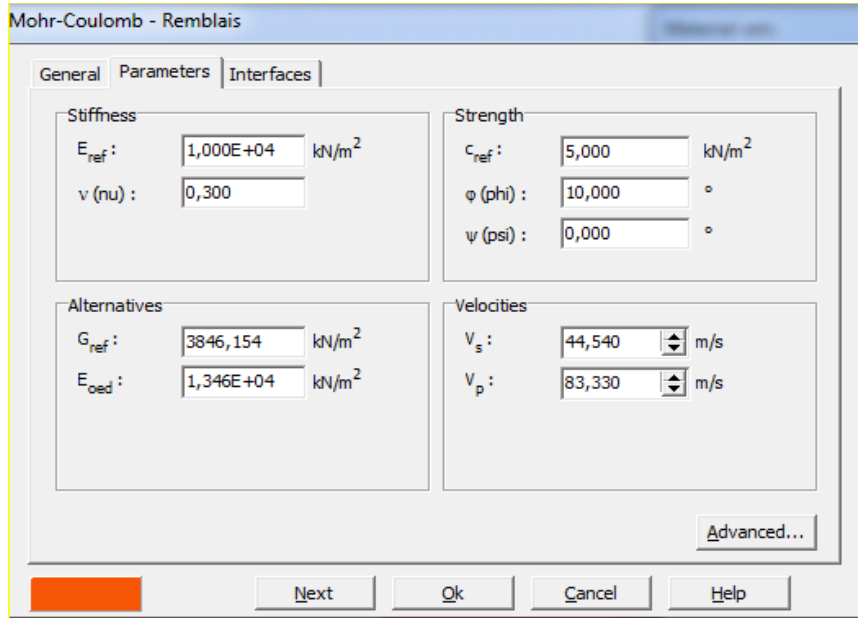


Figure V.19 : les données géotechnique Remblais 2

- **Couche 03: Argiles**

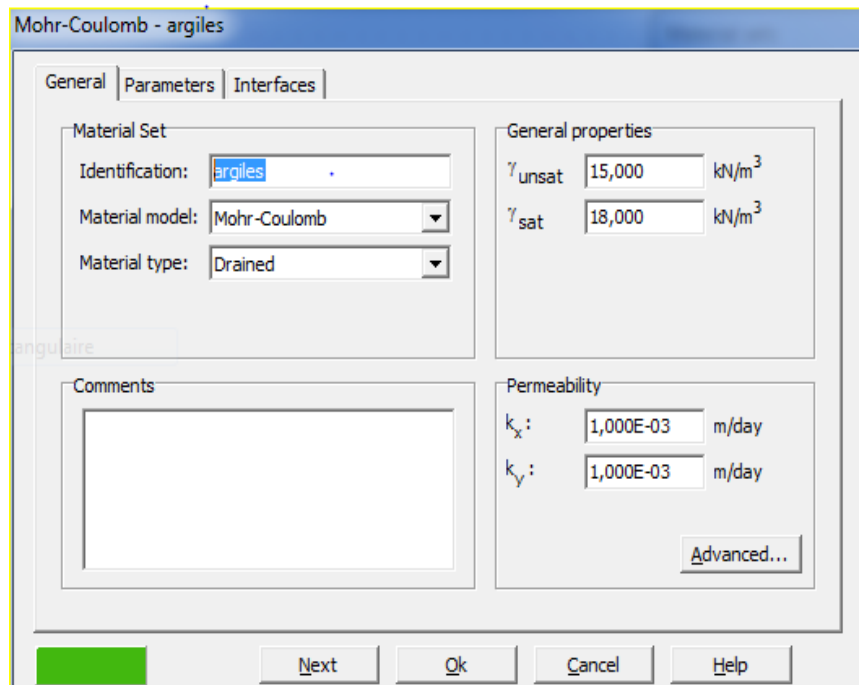


Figure V.20 : les données géotechnique Argile 1



Figure V.21 : les données géotechnique Argiles 2

- **Couche 04:** Argiles sableuses

Figure V.22 : les données géotechnique Argile sableuses 1

Figure V.23 : les données géotechnique Argile sableuses 2

- **Couche 05:** Argiles marneuses

Figure V24. : Les données géotechnique Argiles marneuses 1

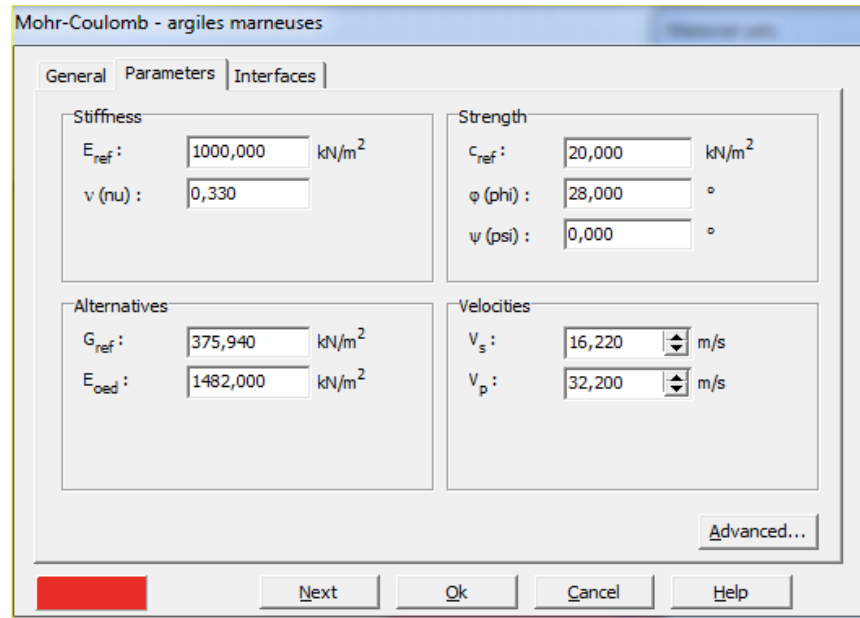


Figure V.25 : les données géotechniques Argile marneuse

#### V.3.2.3.4. Génération du maillage:

Le plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires à 06 et 15 nœuds ; pour notre cas nous avons choisi les éléments triangulaires à 15 nœuds.

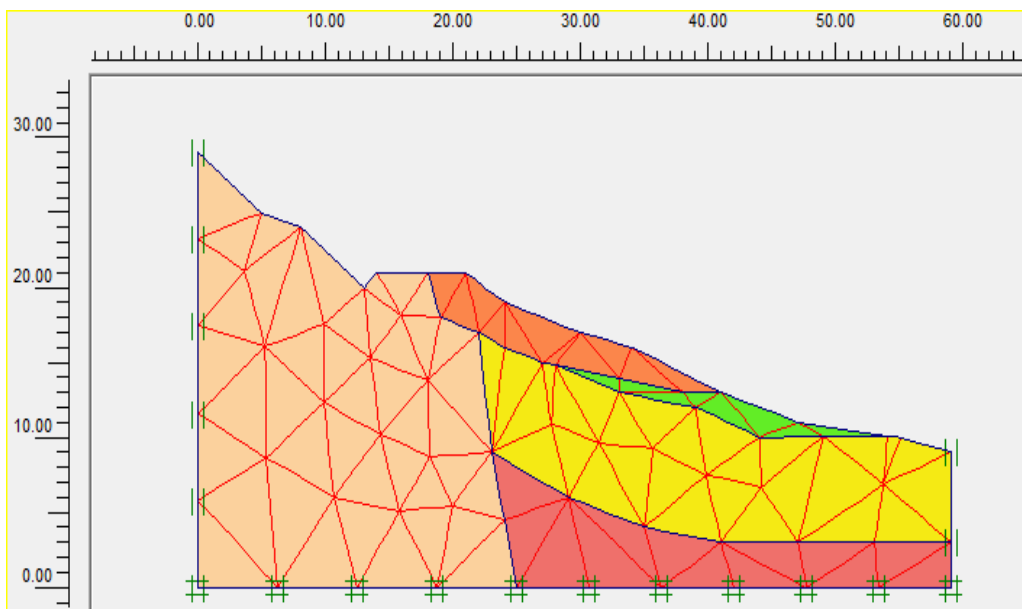


Figure V.26 : le maillage du modèle

### V.3.2.3.5. Définitions des conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles.

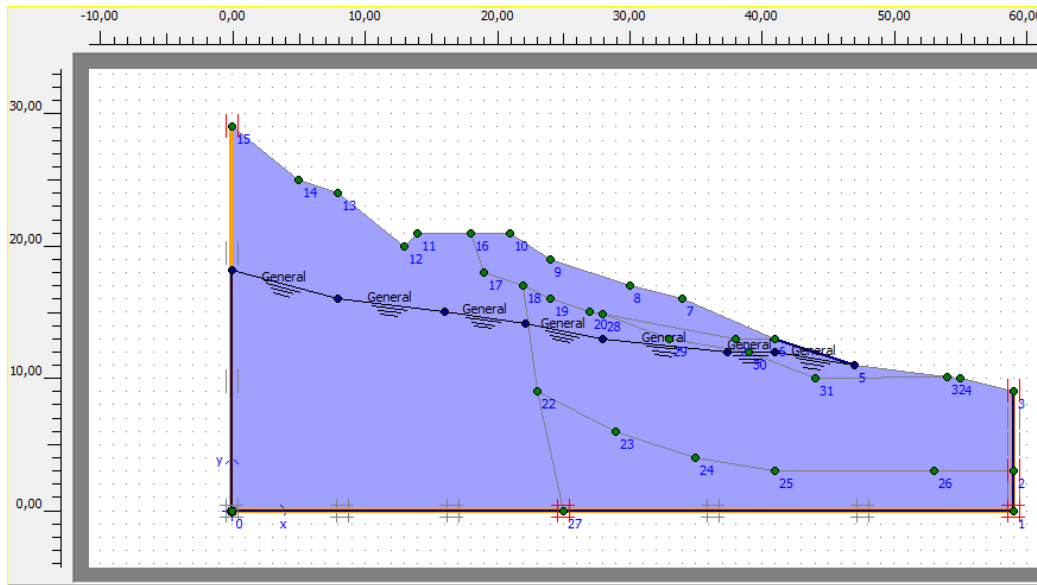


Figure V.27 : Définition des conditions initiales

### V.3.2.3.6. Les phases de calculs :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Total multipliers	0,00 day	0	1	2
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 day	0	3	102
✓ <Phase 3>	3	1	Plastic	Staged construction	0,00 day	3	103	112
✓ <Phase 4>	4	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 day	3	113	212

Figure V.28: les différentes phases avant le calcul

V.3.2.3.7. Talus modélisé après calcul :

a) La déformée du talus:

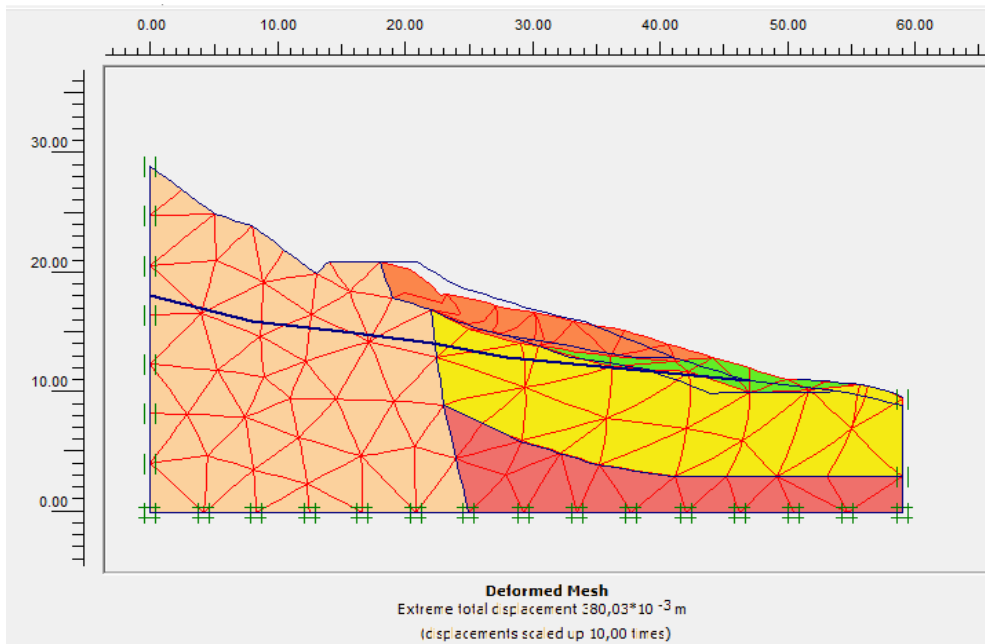


Figure V.29 : Représentation de la déformation du maillage

b) Coefficient de sécurité : avec un calcul phi-réduction.

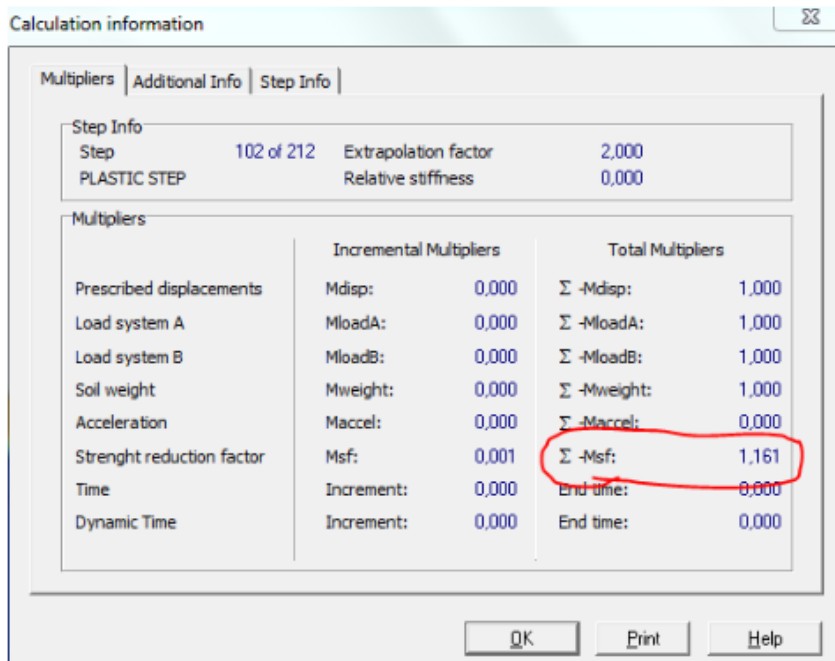


Figure V.30 : Coefficient de sécurité du talus

c) *Le cercle de glissement :*

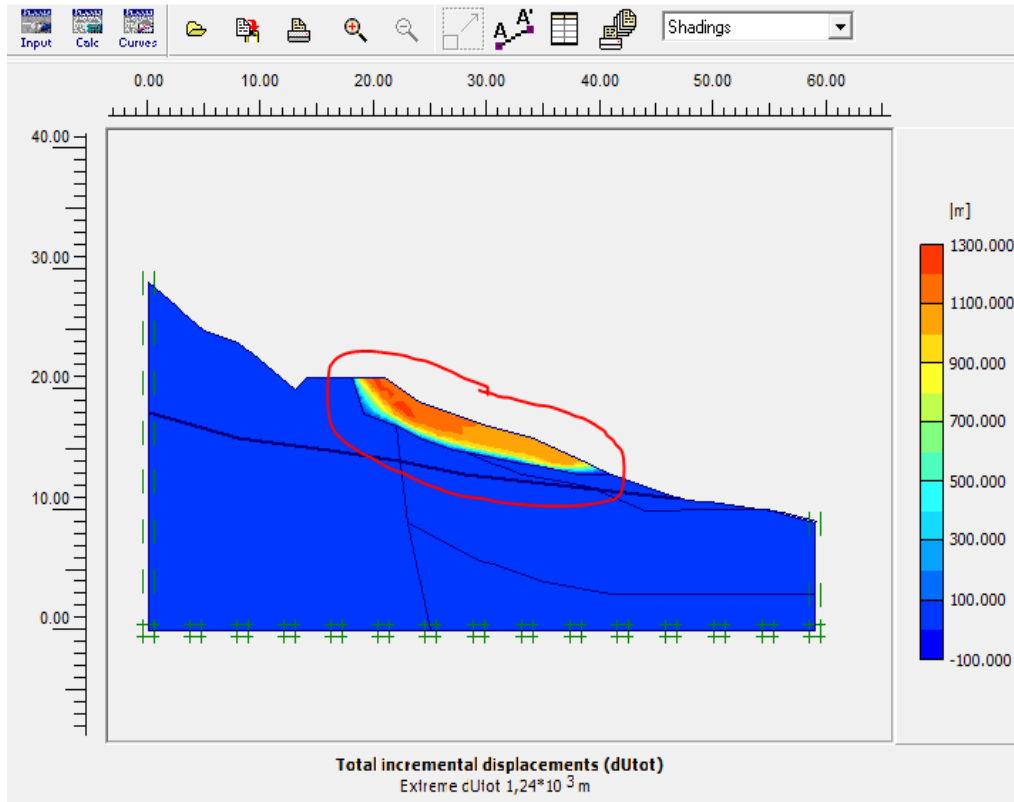


Figure V.31: Rayon de cercle de glissement

V.3.2.3.8. Talus modélisé après calcul avec la charge :

a) *Les caractéristiques de la charge :*

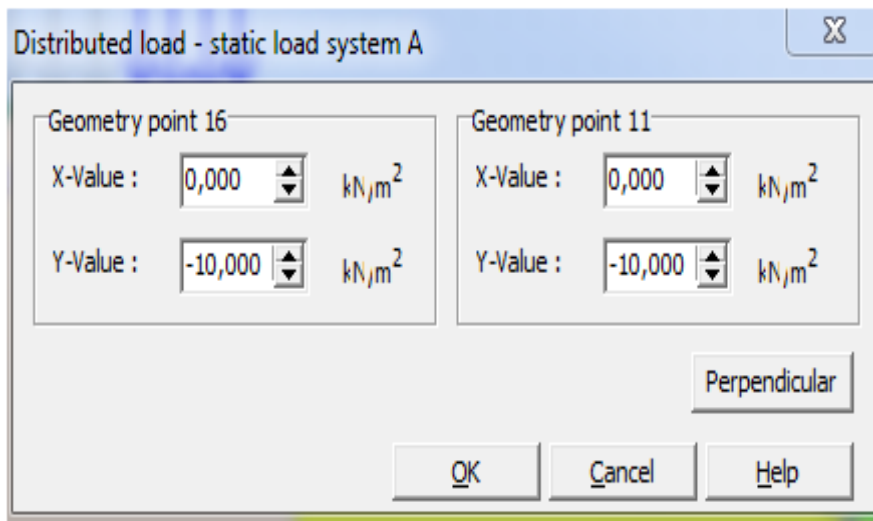


Figure V.32 : Les caractéristiques de la charge

b) La déformée du talus avec la charge :

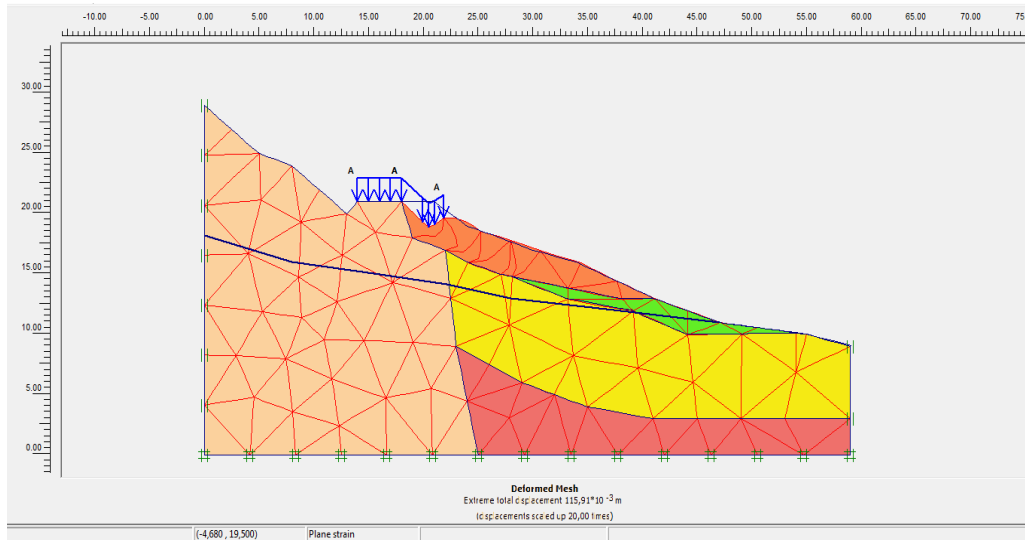


Figure V.33 : Représentation de la déformation du maillage avec la charge

c) Coefficient de sécurité : avec un calcul phi-réduction.

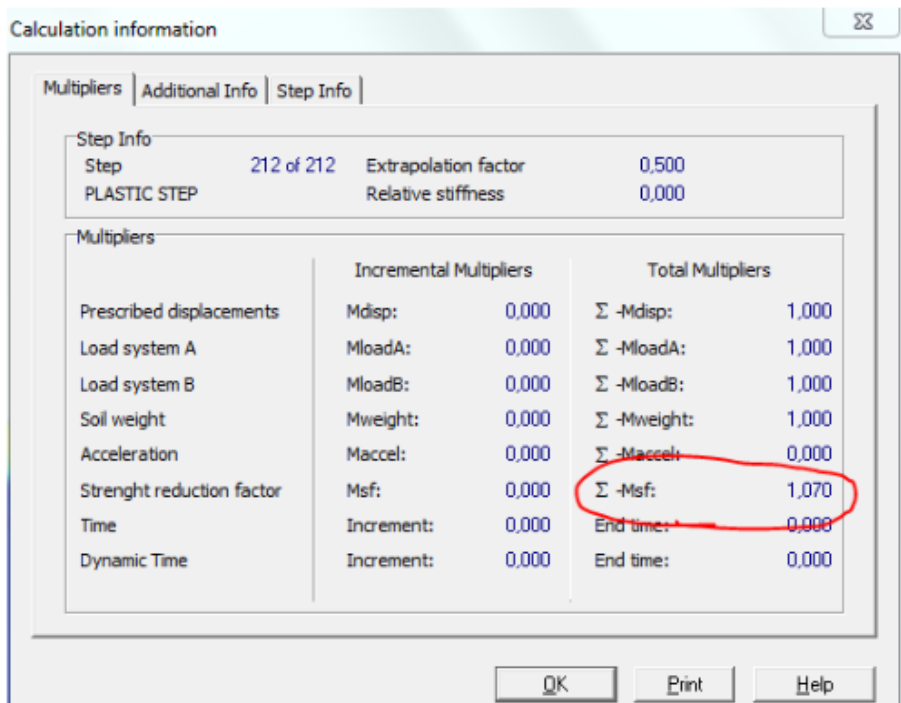
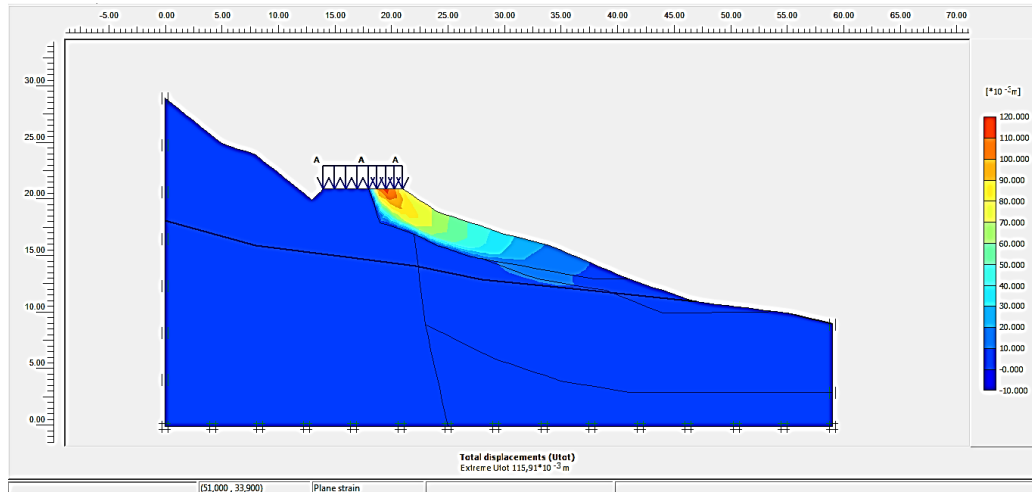


Figure V.34 : Coefficient de sécurité du talus avec la charge

d) *Le champ des déplacements :*



**Figure V.35:** le champ de déplacement total du talus avec la charge

**V.3.2.3.9. Interprétation des résultats :**

A la lecture des résultats obtenu on remarque que les valeurs de  $F_s$  du calcul manuel calculé par la méthode de fellenius et bishop égale à 0.88 et 0.98 et d'autre part on trouve que la valeur de  $F_s$  calculé par logiciel égale 1.16 et avec la charge est égale 1.07.

Les différentes variations entre ces valeurs peuvent être dues à l'imprécision du calcul manuel, à l'effet d'échelle et au choix de la largeur et du nombre de tranches et parfois la négligence de certaines tranches très petites surtout au niveau des coins des cercles de rupture.

Le coefficient de sécurité est inférieur 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.

**V.4. Méthodes de confortement et de stabilisation de talus étudié :**

Cette partie est très importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver une solution pour stabiliser le glissement.

Les résultats obtenus dans le titre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon.

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

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



#### V.4.1 Méthode de confortement et de stabilisation :

Il y a plusieurs méthodes et techniques de stabilisation des talus, dans notre cas on a opté pour l'étude de stabilité aux propositions suivantes :

-Stabilisation par un mur en béton armé fondé sur des pieux.

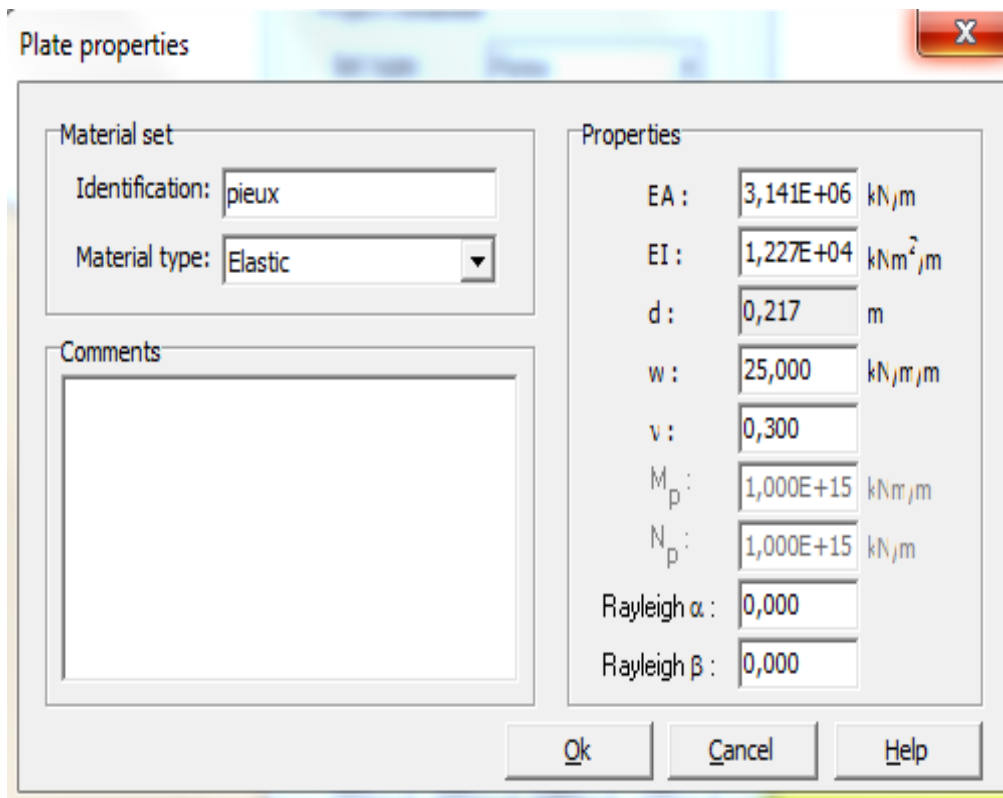
Cette solution consiste en la réalisation d'un voile en béton armé d'une hauteur de 6.5 m et d'une épaisseur de 40 cm a la base et de 30 cm en tête sur une largeur de 60 m, juste au-dessous de la tête de talus (sous la route), ce voile sera fondé sur des pieux de 0.6 m de diamètre ancrés de largeur de 10 m, espacée de 2m horizontalement.

Pieux :

- ✓ Diameter de 0.6m
- ✓ Longueur de 10 m
- ✓ Escapement horizontal de 2m

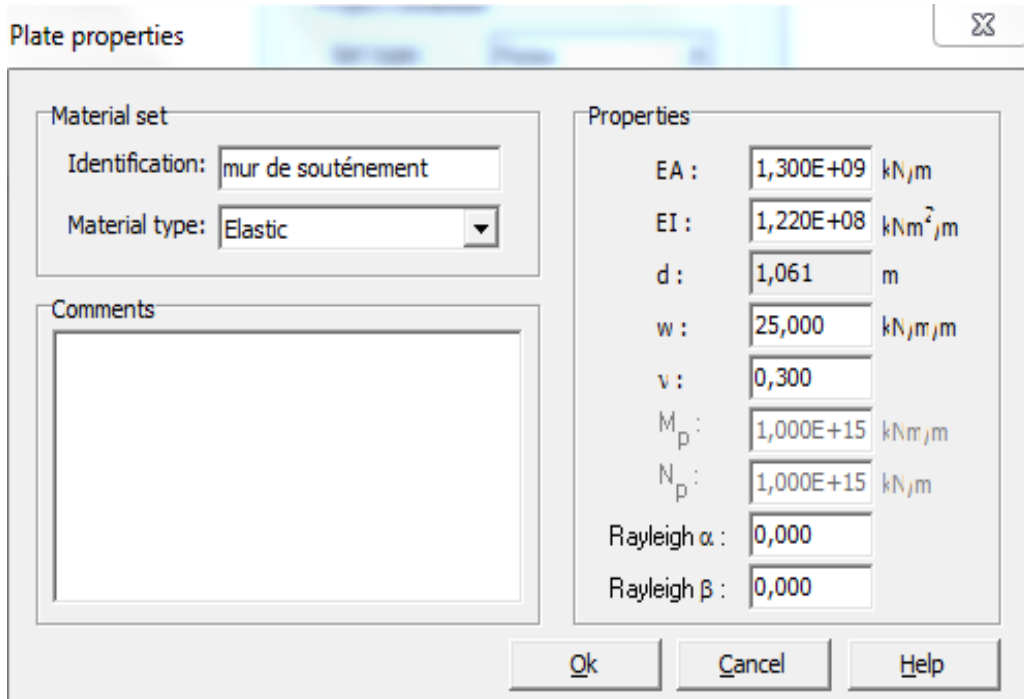
#### V.4.2 Confortement avec logiciel PLAXIS :

##### V.4.2.1 Les caractéristiques de pieu :



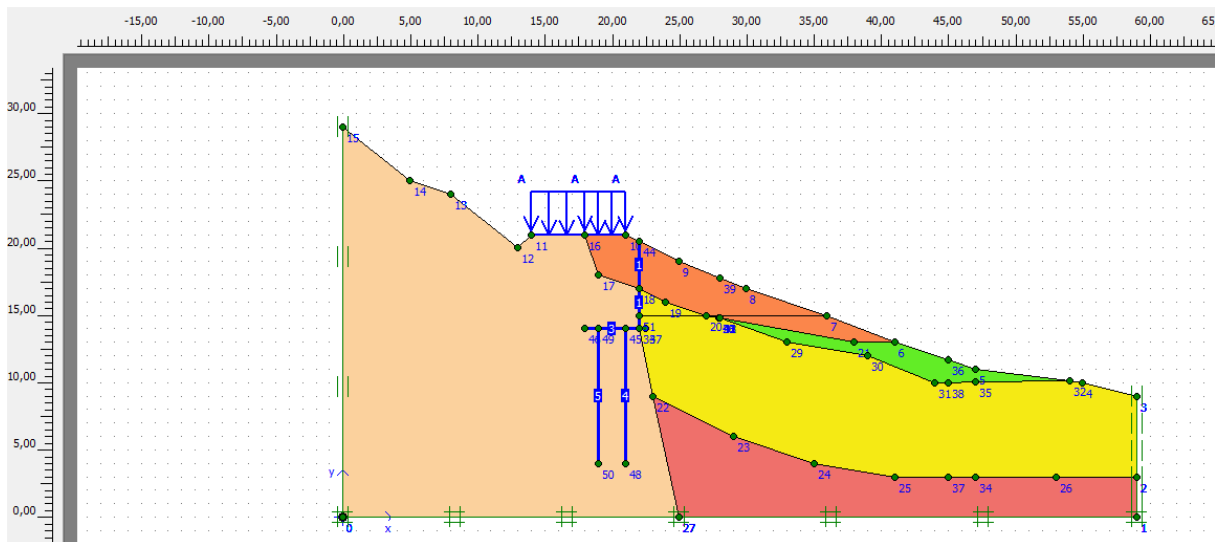
*Figure V.36 : Les caractéristiques des pieux*

**V.4.2.2. Les caractéristiques de mur de soutènement :**



*Figure V.37 : Les caractéristiques du mur de soutènement*

**V.4.2.3. Talus modélisé avec un mur de soutènement fondé sur des pieux :**



*Figure V.38 : Talus modélisé avec fondé sur des pieux*

V.4.2.4. Cercle du glissement :

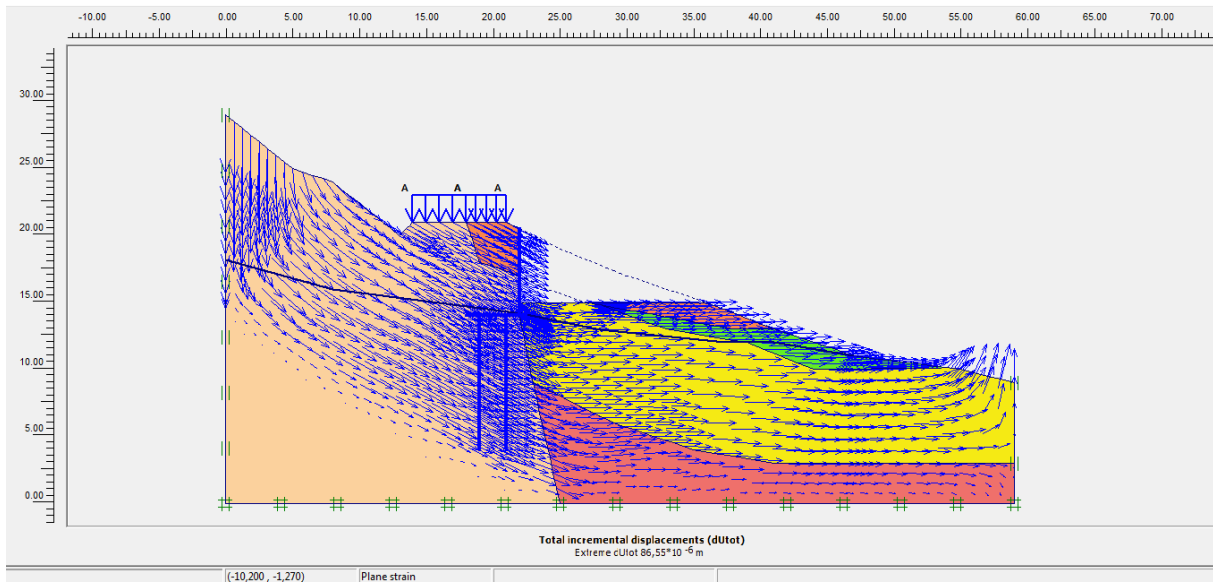


Figure VI.39 : Cercle de glissement après confortement

V.4.2.5. Coefficient de sécurité :

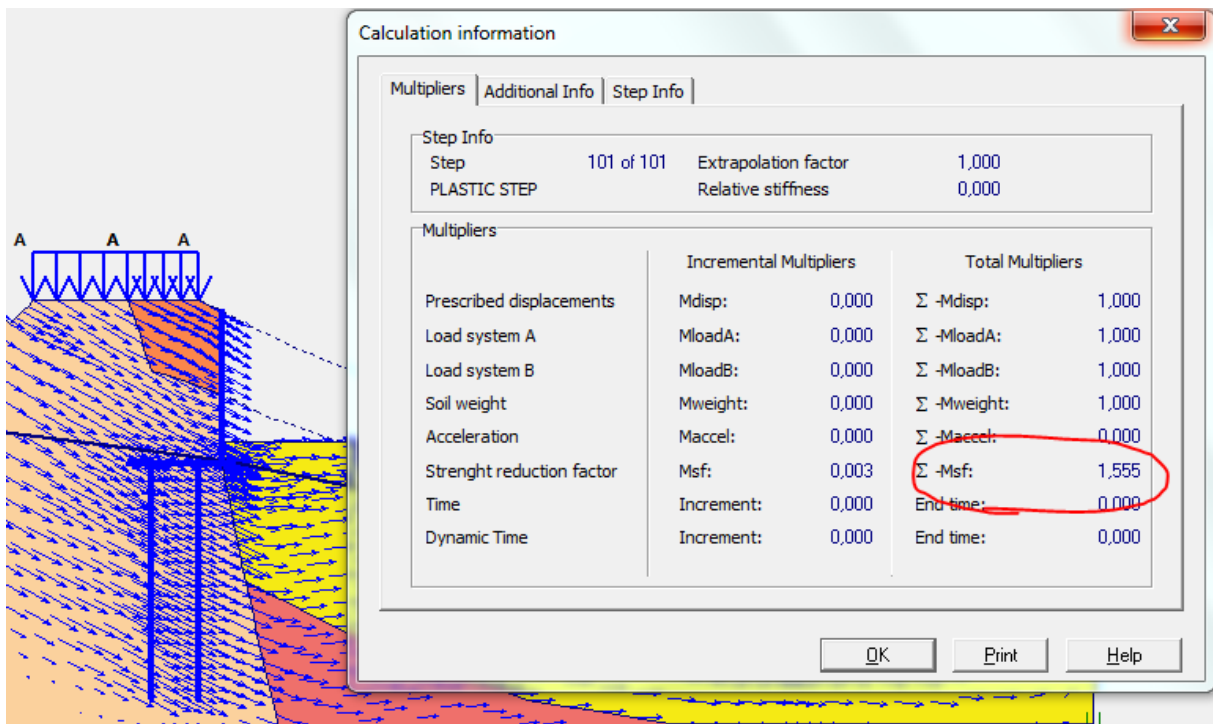


Figure V.40 : Coefficient de sécurité du talus après confortement (FS=1,555)

Après la stabilisation du talus par un mur de soutènement fondé sur des pieux on a remarqué que le coefficient de sécurité a augmenté de 1,55 et le talus devenu stable.

### V.5 Estimation des coûts :

*Tableau V.5 : Devis quantitatif estimatif de solution*

	<b>unité</b>	<b>quantité</b>	<b>Prix unitaire DA</b>	<b>Prix totale DA</b>
<b>Mur de soutènement</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>244.5</b>	<b>30 000</b>	<b>7 335 000</b>
<b>pieux</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>169.52</b>	<b>40 000</b>	<b>6 780 800</b>
<b>Coût total</b>				<b>14 115 800</b>

### VI.6. Conclusion :

Ce dernier chapitre a représenté l'étude de confortement de notre glissement dans l'objet d'améliorer le coefficient de sécurité et d'assurer la stabilité.

Les résultats des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques (Janbu, Bishop et Fellenius...) sont très proches.

Et pour cela nous avons employé la solution adéquate à l'aide de logiciel PLAXIS, mur de soutènement fondé sur des pieux pour stabiliser le terrain et le coefficient de sécurité nous donnera un résultat de confortement satisfaisant (FS >1,5), malgré que cette solution nécessite des frais considérables pour ce projet.

# ***CONCLUSION GENERALE***

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité l'étude du glissement de terrain survenu au niveau de la route nationale RN 43 localisé au droit du PK 127+200.

L'étude de la stabilité des talus nécessite de suivre plusieurs étapes, dont les principales sont : les observations des différentes visites et la synthèse des données bibliographiques, ainsi que le programme géotechnique envisagé, les résultats des essais géotechniques (in situ et au laboratoire) réalisés, l'interprétation et l'analyse de glissements avec les solutions de confortements.

Pour cela, on a analysé le mouvement du terrain, afin de localiser la surface de rupture potentielle. Cette analyse est menée à l'aide de deux logiciels. Par les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse à l'aide du logiciel GEOSLOPE, et l'analyse du glissement du talus par la méthode des éléments finis implantés dans le logiciel PLAXIS.

Afin d'assurer la stabilité générale de ce site, on a renforcé par un mur de soutènement fondé sur des pieux, cela nous a permis d'améliorer le facteur de sécurité de 1.07 à 1.55, donc le talus est devenu stable.

***REFERENCES***  
***BIBLIOGRAPHIQUES :***

- [1] : **Aissa.M.H** ; «Analyse et modélisation d'un glissement de terrain, cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger) ». Centre universitaire Khemis Miliana. Algérie, 2011.
- [2] : **ANALYSE DE STABILITÉ DES PENTES** ; Développement des méthodes d'analyse ; ESGCI 730 -RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT.
- [3] : **Baghdad.A , Bouftouha.Y** ; « Etude de stabilité de l'assise du théâtre de verdure commune de Jijel-Wilaya de Jijel» mémoire fin d'étude , université de Jijel.
- [4] : **BENAISSA.A** ; «GLISSEMENT DE TERRAIN calcul de stabilité 2ème édition OPU - Ben Aknoun- Alger. Mars 2003».
- [5] : **BENCHELHA.M.T, SAIDIA / DPE KALAA** ; «Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador ».
- [6] : **BENOUIS.D** ; « Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes», mémoire fin d'étude, université de Saida , 2010.
- [7] : **BLOOMFIELD.R** ; « DES MURSEN TERRE ARMÉE POUR LE PONT LA CONCORDIA » ; Magazine TERRE ARMÉE 2017.
- [8] : **BLONDEAU.F** ; « La stabilité des pentes », cours de mécanique des sols, enseignement spécialisé. ENPC 1979.
- [9] : **BOUDDLAL.O** ; Thèse de doctorat Etude Expérimentale de comportement.
- [10] : **Boubaker.A, Aliliche.S** ; « étude de stabilité d'un talus pk 17+260 sur la liaison autoroutière reliant le port de djen djen a l'autoroute est-ouest au niveau d'el Eulma », université de Jijel.2017.
- [11] : **Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques** ; « ETUDE POUR LA REALISATION D'UNE CARTOGRAPHIE ET D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE SUR LES RISQUES MAJEURS AU MAROC » ,2008.
- [12] : **Didier.D, Lebrazidec.M** ; « précis : structures de génie civil, projets dimensionnement, normalisations » Edition Nathan, 1998.
- [13] : **Guerfi.H** ; « Stabilisation des talus renforcés par pieux ». Mémoire de magister, Université de El Hadj Lakhdar, Batna,2012.
- [14] : **IBOUKHOULEF.S** ; «Etude de la dégradation du sol et du bâti sous l'effet du glissement de terrain d'Ain El Hammam » mémoire de master, département de génie civil, 2014.
- [15] : **Lambert.S** ; « Les géotextiles fonctions, caractéristiques et dimensionnement ».
- [16] : **LAUNAY.j, DESODT.C, HORSIN MOLINARO.H**, « les glissements de terrain, modélisation et prévision », 2017.



- [17] : **LEONE.F** ; « Concept de vulnérabilité appliqué à l'évaluation des risques générés par les phénomènes de mouvements de terrain » thèse de doctorat, UNIVERSITE JOSEPH FOURIER GRENOBLE I, 1996.
- [18] : **MASEKANYA.J.P** ; Thèse Doctorat Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique université de liege, 2008.
- [19] : **MERAD.L, KABOU.Y**; «ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR » ; mémoire de fin d'études ; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur ; Université A. MIRA-Bejaia, 2013.
- [20] : **Nova.R** ; Fondement de la mécanique des sols 2002.
- [21] : **Philipponnat. G** ; « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles 1998.
- [22] : **Philliponat.G, Hubert.B** ; Fondations et ouvrages en terre, Ed. Eyrolles, Paris 2003,122p.
- [23] : **PILOT.G** ; « calcul de la stabilité des pentes » Mars 1966.
- [24] : **Rahmani.N** ; « méthode stochastique de calcul de stabilité des pentes »mémoire magistère ,université de Mouloud Mammri TIZI OUZOU Mars 2011.
- [25] : **Sanglerat.G, Olilari.G , Cambou.B** ; « Problèmes pratiques de mécanique des sols ».
- [26] : **Sève.G, Pouget.P** ; « Stabilisation des glissements de terrain » 1998.
- [27] : **Société ALCOTRA Projet n°179 RisYdrogé** ; « Risques hydrogéologiques en montagne : parades et surveillance ».
- [28] : **Société AquaTerra Solutions** (Membre d'European Soil & Water Engineering Group).
- [29] : **TAMOUM.kh** ; « traitement d'un glissement (Pk30+200) texanna-djimla calculs manuels, numériques et confortements » mémoire de master, département d'hydraulique et génie civil, université de Jijel, 2013.
- [30] : [http://www.memoireonline.com/09/10/3867/m\\_Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differentes-methodes3.html](http://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differentes-methodes3.html)
- [31] : [http://www.paralia.fr/Files/03\\_39\\_4p\\_rezzoug.pdf](http://www.paralia.fr/Files/03_39_4p_rezzoug.pdf)
- [32] : [www.memoireonline.com](http://www.memoireonline.com)
- [33] : [www.pentes-tunnels.eu](http://www.pentes-tunnels.eu)
- [34] : [www.spiefondations.com](http://www.spiefondations.com)
- [35] : [www.sudfondations.fr/paroi-arachonnaise.asp](http://www.sudfondations.fr/paroi-arachonnaise.asp)
- [36] : [Mur de soutènement.htm](#)
- [37] : [www.Ib.AUF.ORG](http://www.Ib.AUF.ORG)

[38] : <http://www.lb.auf.org/kourdey//classiques.htm>

# ***ANNEXES***

## Sondage carotté :



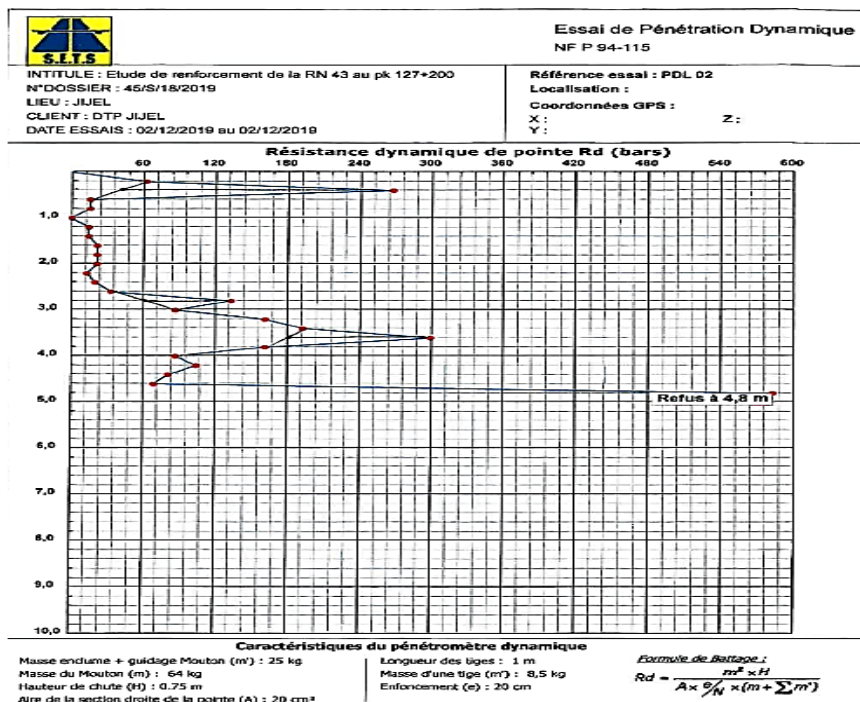
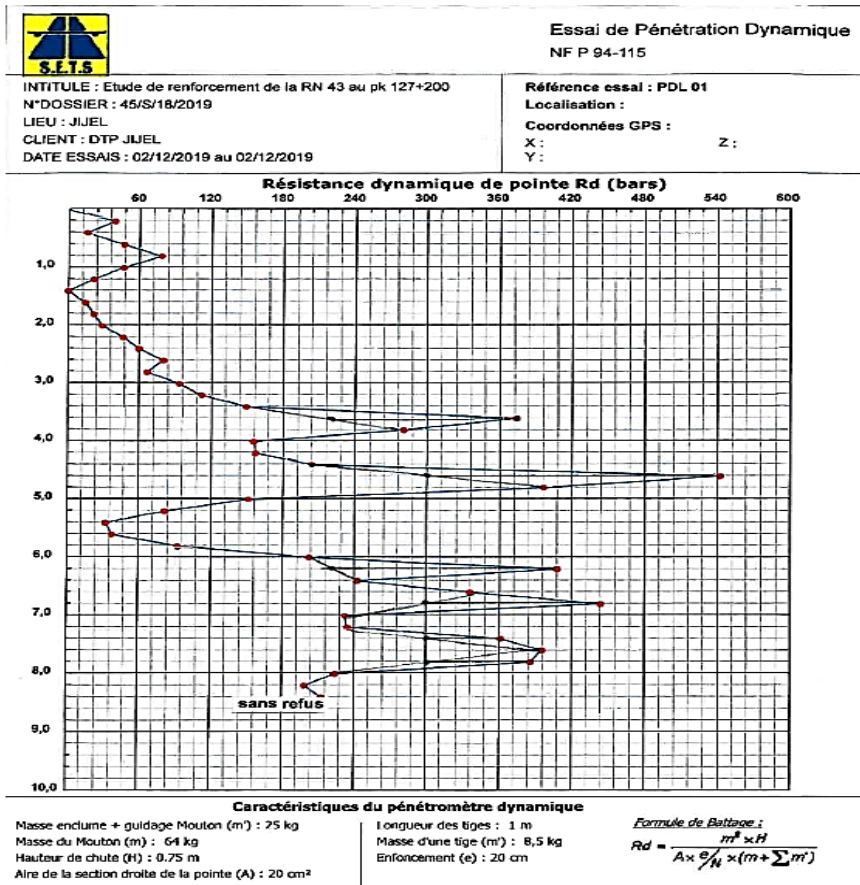
## Rapport de forage SC1 :

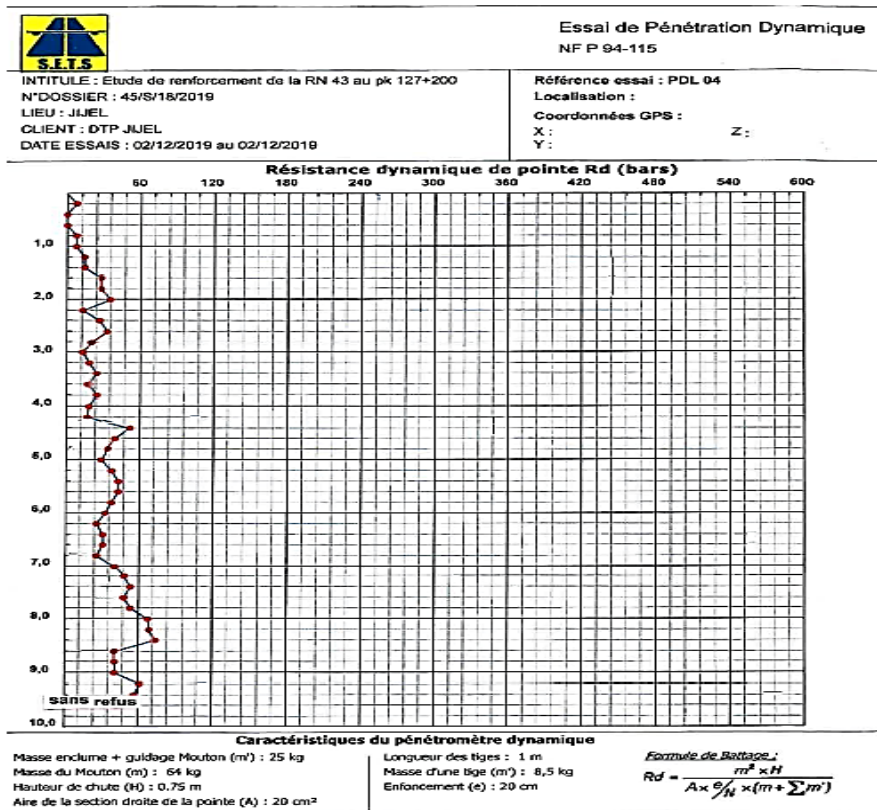
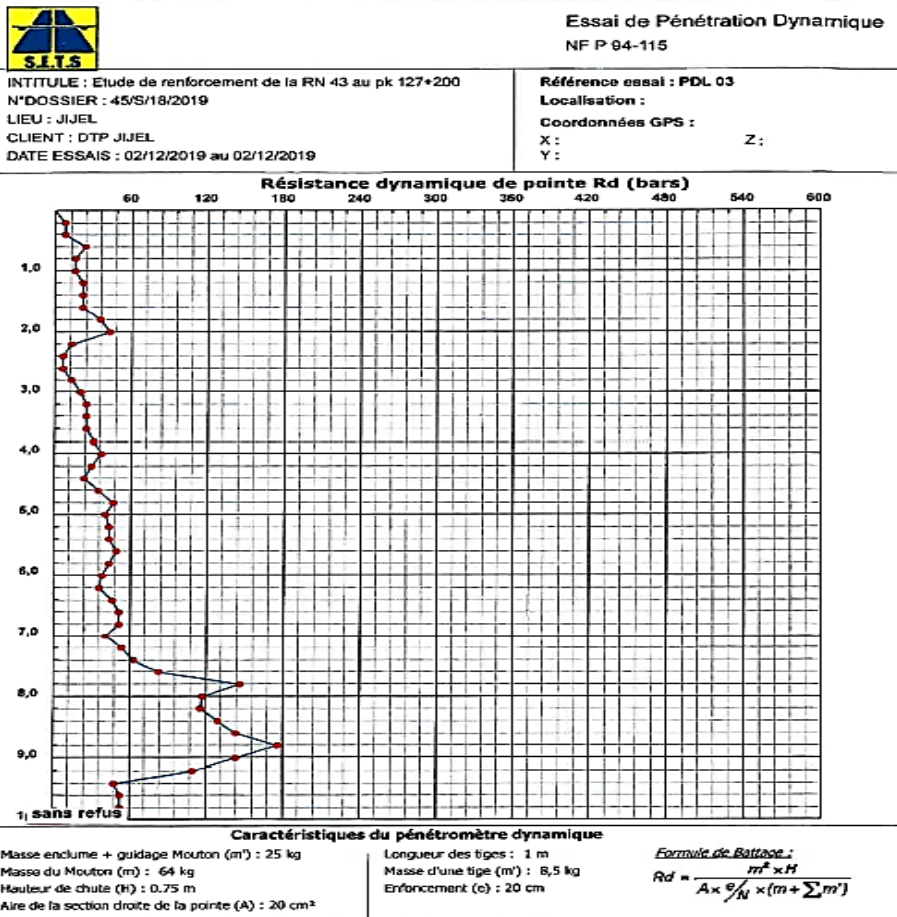
Échelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE			
Élévation (m)	Profondeur (m)	25	50											75	100	
1.5	-2.00											Remblai				
3.0	-3.50											Argile				
4.5	-4.10											Sable argileux				
6.0	-4.35											Argile				
7.5	-6.30											Sable argileux				
9.0	-8.00											Argile				
10.5	-10.00											Argile marneuse				
12.0	-12.00															
13.5	-14.00															
15.0	-16.00															
16.5	-18.00															
18.0	-20.00															
19.5	-20.00															
21.0	-20.00											Fin de forage à une profondeur de 20 m.				
22.5																
24.0																
25.5																
REMARQUES :											TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
											CF : Carottier fixe		AD : Analyse granulométrique		CS : Cassonnettes en caillebotis	
											TM : Tube à paroi mince		S : Sédiments		TR : Qualité de l'échantillon	
											PB : Tube à paroi épaisse		L : Limites d'écoulement (W, PL)		AC : Résistance à la compression	
											CR : Tube carottier		W : Niveau en eau		CSD : Essai oedométrique	
													PV : Poids volumétrique (D <sub>s</sub> )		Q : Qualité de l'échantillon	
													AC : Analyse chimique		R : Révisé à l'entretien	
Préparé par : Achache						Vérifié par : Housseine						28/12/2019		Page : 1 de 1		

## Rapport de forage SC :

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	ROO	Tubage	Carrélier	Etrik	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE				
Elevation (m)	Profondeur (m)	15	30											45	75	105	
1.5												Remblai					
3.0	-3.70											Sable argileux					
4.5	3.70											Argile sableuse					
6.0												Sable argileux					
7.5	-2.80											Grande					
9.0	3.50											Sable argileux					
10.5	-8.70											Grande					
12.0	10.10											Sable argileux					
13.5	12.10											Grande					
15.0	-7.00											Sable argileux					
16.5	11.20											Grande					
18.0	-14.40											Sable argileux					
19.5	14.40											Grande					
21.0	-16.70											Sable argileux					
22.5	16.70											Grande					
24.0	-18.50											Sable argileux					
25.5	18.50											Grande					
	-20.50											Grande					
	20.90											Fin de forage à une profondeur de 20,9 m.					
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
												CF: Carrélier lentu TM: Tube à paroi mince PS: Tube à paroi épaisse CR: Tube carrélier		AD: Analyse granulométrique S: Sélémentaire L: Limites d'Atterberg (W <sub>L</sub> , I <sub>p</sub> ) W: Teneur en eau PV: Poids volumétrique (d <sub>s</sub> , G <sub>s</sub> ) AD: Analyse chimique		CIS: Coefficient d'écoulement TR: Densité relative Rc: Résistance à la compression cacl: Essai géométrique G <sub>s</sub> : Coefficient de gravité A: Ajuste à l'encastrement	
Préparé par :						Vérifié par :						29/12/2019		Page: 1 de 1			

## Essai pénétrométrique dynamique NF P 94-115







## Rapport d'essai Limite d'Atterberg :NF P94-051



## RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Projet : ETUDE ET ASSISTANCE TECHNIQUE DES TRAVAUX DE  
RENFORCEMENT DE LA RN 43 AU PK 127+200

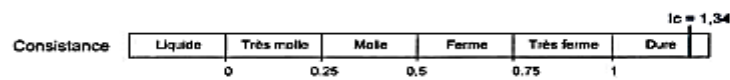
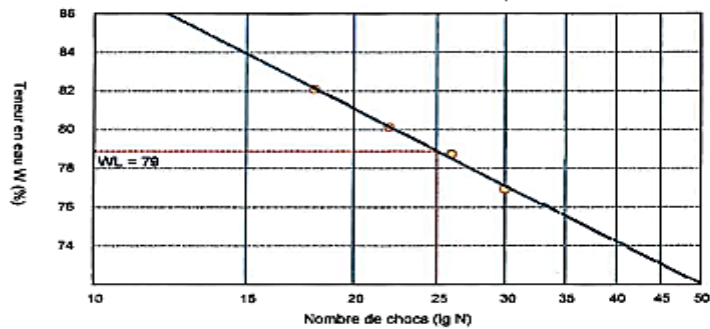
Sondage : Sc 01  
Profondeur : 13.10 - 13.40 m  
Date Essai : 23/12/2019  
Température étuve : 105° °C  
Nature Sol : Argile mameuse

Cliant : DTP JIJEL

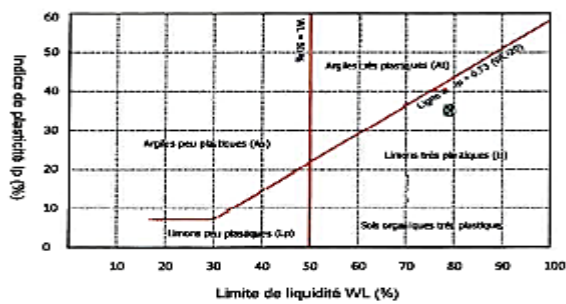
Lieu :

N° Dossier : 45-19-043

## Détermination de la limite de Liquidité



## Diagramme de Casagrande




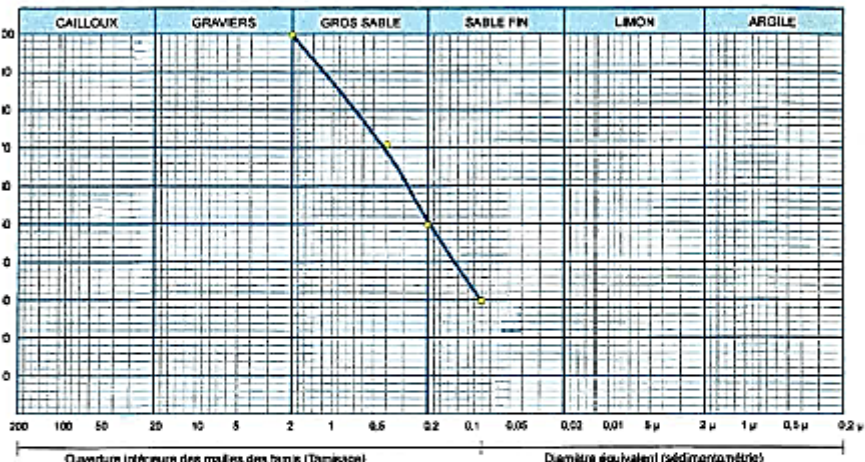
Limite de liquidité WL = 79 %  
 Limite de plasticité Wp = 43 %  
 Indice de plasticité Ip = 38 %  
 Teneur en eau W = 30,8 %  
 Indice de consistance Ic = 1,34

Remarque :

Chargé de l'essai : ZITOUNI.Y

Responsable : BENAYACHE.A

## Rapport d'essai analyse granulométrique NF P 94-056/ P 94-057

	<b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</b> NF P 94-056 / NF P 94-057																																																									
Client : DTP JIJEL Projet : ETUDE ET ASSISTANCE TECHNIQUE DES TRAVAUX DE RENFORCERéf. Client : RN 43 AU PK 127+200 Endroit : JIJEL	N° Projet : 45/S/18/2019 N° rapport :																																																									
Sondage n° : Sc 02 Profondeur : 04.10 - 04.60 Matériau : Sable Provenance : Date essais : 26/12/2019																																																										
Sondage : Sc 02 : 04.10 - 04.60																																																										
																																																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> <th rowspan="2">Echant</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classification</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamiséat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamiséat (%)</th> <th>&lt; 80 µ</th> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2,00</td> <td>99,84</td> <td></td> <td></td> <td>—○—</td> <td>29,75 %</td> <td>90 %</td> <td>63 %</td> <td>27 %</td> <td>SL</td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>70,78</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>49,82</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>29,75</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	LIMITES D'ATTERBERG			Classification	Tamis (mm)	Tamiséat (%)	Diamètre équivalent	Tamiséat (%)	< 80 µ	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	2,00	99,84			—○—	29,75 %	90 %	63 %	27 %	SL	0,40	70,78									0,20	49,82									0,08	29,75								
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	LIMITES D'ATTERBERG			Classification																																																		
Tamis (mm)	Tamiséat (%)	Diamètre équivalent	Tamiséat (%)		< 80 µ	W.L (%)	W.P (%)		I.P (%)																																																	
2,00	99,84			—○—	29,75 %	90 %	63 %	27 %	SL																																																	
0,40	70,78																																																									
0,20	49,82																																																									
0,08	29,75																																																									
Remarque :																																																										
Réparé par : A.D.S	Approuvé par : BENAYACHEA																																																									
Date : 26/12/2019																																																										

## Résumé :

Le glissement de terrain est l'un des plus graves et répandus problèmes dans la géotechnique. Notre travail s'intéresse à faire l'étude de traitement du glissement de terrain survenu au niveau de la route nationale RN 43 localisé au droit du PK 127+200.

Nous avons commencé par une étude des aspects géotechniques et autres du mouvement du sol, puis on a cité les différentes méthodes de calcul et les méthodes de confortement. On a étudié et analysé la stabilité manuellement par la méthode des tranches et numériquement à l'aide de deux logiciels, PLAXIS 2D et GEOSLOPE 2012. Afin de déterminer le déplacement et le facteur de sécurité. Cela nous a permis de juger de l'instabilité du terrain et donner le type de renforcement.

**Mots clés :** Glissement, coefficient de sécurité, méthodes de calculs, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2012

## Abstract:

One of the most serious and widespread problems in geotechnics is landslide. Our work is concerned with studying the treatment of the landslide that occurred on the national road RN 43 located at the right of PK 127 + 200.

We started with a study of geotechnical and other aspects of ground movement, and then we cited the different calculation methods and reinforcement methods. Then we did a stability analysis manually by the slice method and numerically using two software, PLAXIS 2D and GEOSLOPE 2012. In order to determine the safety factor. This allowed us to judge the instability of the ground and give the type of reinforcement.

**Keywords:** Safety factor, Landslides, methods of calculations, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2012.

## ملخص :

الانهيارات الأرضية هي واحدة من أخطر المشاكل وأكثرها انتشاراً في الجيوتكنيك. يهتم عملنا بدراسة معالجة الانهيار الأرضي الذي حدث على الطريق الوطني رقم 43 الواقع في النقطة الكيلومترية 127+200.

بدأنا بدراسة الجوانب الجيوتقنية وغيرها من جوانب حركة الأرض ، ثم ذكرنا طرق الحساب المختلفة وطرق التعزيز. ثم أجرينا تحليل الثبات يدوياً بطريقة الشرائح وعددياً باستخدام برنامجين ، PLAXIS 2D و GEOSLOPE 2012. من أجل تحديد عامل الأمان. سمح لنا هذا بالحكم على عدم استقرار الأرض وإعطاء نوع التعزيز.

**الكلمات المفتاحية:** عامل الأمان ، الانهيارات الأرضية ، طرق الحساب ، PLAXIS 2D ، GEOSLOPE 2012