

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**UNIVERSITÉ de BLIDA 1**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie civil**



## **MEMOIRE DE MASTER**

**Option: Géotechnique**

**Thème :**

**ETUDE DE STABILITE D4UNE PENTE AU  
NIVEAU DU CONTOURNEMENT NORD DE LA  
VILLE DE MEDEA**

**Réalisé par :**

MORSI Mohamed Amine

ZITOUNI Hamid

**Encadré par :**

Dr.ZERARKA.H

Blida , Septembre 2022

## *Dédicaces*

« Nous dédions ce modeste travail : À toute la famille Zitouni et Morsi, À nos chers parents, Et nos frères et sœurs, à tous les amis et nos Proches "Omar, S " et à tous personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin. »

# *Remerciements*

D'abord, nous remercions Allah pour tout.

Mes plus profonds remerciements vont à nos chers parents. Tout au long de notre cursus, ils nous ont toujours soutenus, encouragés et aidés. Ils ont su nous donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de notre plus affectueuse gratitude.

Nous n'oserions oublier de remercier tout le corps professoral de département de génie civil d'université de Saad Dahleb Blida 1, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

En fin, Nos sincères reconnaissances et gratitude à tous nos enseignants, et en particulier notre promotrice de mémoire Mme. Zerarka pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité. Nous remercions également le président et les membres de Jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

# Résumé

---

Ce mémoire traite le sujet des mouvements de pentes qui constitue un risque naturel majeur en Algérie touchant terrains, constructions et vies humaines. Le présent travail a pour finalité l'étude d'un talus instables en utilisant un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis intitulé plaxis 2D.

Dans notre cas on a des facteurs climatique et morphologique qui provoque le glissement du terrain.

Ensuite, nous avons exposé un cas réel de glissement de sols survenu sur un site situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa PK 5+250 reliant la RN01 à la RN18, ou a été introduit l'ensemble des paramètres utiles à la modélisation de cas.

Le but de travail est de calculer le facteur de sécurité pour justifier la stabilité du talus. Enfin nous avons proposé un confortement adapté pour une meilleure sécurité.

**Mots clés :** Glissement, confortement, modélisation, plaxis2D. facteur de sécurité

## summary

---

This brief deals with the subject of slope movements, which is a natural hazard Major in Algeria affecting land, buildings and human lives. The purpose of this work is to study an unstable slope using a calculation code based on the method of finite elements called plaxis2D, In our case, We have climatic and morphological factors that cause the landslide.

Next, we exposed a real case of landslide occurring at the site located at the northern by pass of the city of Medea PK 5+250 connecting RN01 to RN18, or was introduced the set of parameters useful for case modelling.

The purpose of the work is to calculate the safety factor to justify slope stability.

Finally, we proposed a comfort adapted for a better security.

**Keywords:** Sliding, Reinforcement, Modeling, Plaxis2D. Security factor

## ملخص

يتناول هذا الموجز موضوع حركات الانحدار، وهو خطر طبيعي كبير في الجزائر يؤثر على الأراضي والمباني والأرواح البشرية. الغرض من هذا العمل هو دراسة منحدر غير مستقر باستخدام رمز حساب يعتمد على طريقة العناصر المحدودة المسماة بلاكسيس ثنائي الابعاد، في حالتنا، لدينا عوامل مناخية وشكلية تسبب الانهيار الأرضي. بعد ذلك، كشفنا عن حالة حقيقية من الانهيار الأرضي تحدث في الموقع الواقع عند الممر الجانبي الشمالي لولاية المدية النقطة الكيلومترية 5+250 الذي يربط بين الطريق الوطني رقم 01 والطريق الوطني رقم 18 ، و تم تقديم مجموعة من المعلومات المفيدة لنمذجة الحالة.

الغرض من العمل هو حساب عامل الأمان لتبرير استقرار المنحدر.

أخيرًا اقترحنا التعزيز اللازم من أجل أمان أفضل.

الكلمات الرئيسية: الانزلاق، التعزيز، النمذجة، بلاكسيس ثنائي الابعاد، عامل الأمان.

# Liste des figure

Figure I:1 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain .....	3
Figure I:2 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements. [16] .....	4
Figure I:3 glissements plans.....	7
Figure I:4 Glissement rationnel.....	7
Figure I:5 Glissement rotationnel complexe[4] .....	8
Figure I:6 Glissement quelconque .....	9
Figure I:7 Découpage d'un talus en tranches .....	13
Figure I:8 Forces agissant sur la tranche.....	14
Figure I:9 Exemple d'ouvrage d'assainissement .....	20
Figure I:10 Drains subhorizontaux.....	20
Figure I:11 Coupe type d'une tranchée drainant. [10] .....	21
Figure I:12 Mur de soutènement [14]. .....	22
Figure I:13 Rideaux de palplanches .....	24
Figure I:14 Clouage de pieux.....	25
Figure I:15 Ancrage a cables.....	26
Figure I:16 Exemple de tirants d'ancrage .....	27
Figure II:1 Vue satellite du tracé en Google Earth.....	28
Figure II:2 Situation géographique de Draâ Essamar (Source : Google Earth) .....	29
Figure II:3 Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 version 2003).....	32
Figure II:4 Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale. [18 ].....	33
Figure II:5 Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses, avec déformation des gabions par endroit. [18].....	33
Figure II:6 Etat décomprimée des argiles caractérisant le talus de déblai. [18].....	34
Figure II:7 Vue générale du glissement. [18].....	34
Figure III:1 Description général du projet .....	54
Figure III:2 Modélisation du talus.....	55
Figure III:3 Maillage en éléments finis du profil .....	56
Figure III:4 Cercle de glissement.....	57
Figure III:5 le déplacement totale .....	58
Figure III:6 Coefficient de sécurité du talus .....	58
Figure III:7 Cercle de glissement.....	59
Figure III:8 le déplacement totale .....	59
Figure III:9 Coefficient de sécurité du talus .....	60
Figure III:10 Cercle de glissement.....	60
Figure III:11 le déplacement totale .....	61
Figure III:12 Coefficient de sécurité du talus .....	61
Figure III:13 Cercle de glissement.....	62
Figure III:14 le déplacement totale .....	62
Figure III:15 Coefficient de sécurité du talus .....	63
Figure III:16 Cercle de glissement.....	64

Figure III:17 le déplacement totale .....	65
Figure III:18 Coefficient de sécurité du talus .....	65
Figure III:19 Cercle de glissement .....	66
Figure III:20 le déplacement total .....	66
Figure III:21 Coefficient de sécurité du talus .....	67
Figure III:22 Cercle de glissement .....	67
Figure III:23 le déplacement totale .....	68
Figure III:24 Coefficient de sécurité du talus .....	68
Figure III:25 Cercle de glissement .....	69
Figure III:26 le déplacement total .....	69
Figure III:27 Coefficient de sécurité du talus .....	70
Figure IV:1 Cercle de glissement.....	72
Figure IV:2 Le confortement de talus par tirants d'ancrage .....	73
Figure IV:3 Le déplacement de sol après confortement. ....	74
Figure IV:4 Coefficient de sécurité après le confortement .....	74
Figure IV:5 Le confortement de talus par paroi moulée plus tirants d'ancrage.....	75
Figure IV:6 Le déplacement de sol après confortement. ....	76
Figure IV:7 Coefficient de sécurité après le confortement .....	76
Figure IV:8 Le confortement de talus par une lignes de pieux sécants.....	77
Figure IV:9 Le déplacement de sol après confortement .....	78
Figure IV:10 Coefficient de sécurité après le confortement .....	78
Figure IV:11 Le confortement de talus par deux lignes de pieux sécants.....	79
Figure IV:12 Le déplacement de sol après confortement. ....	80
Figure IV:13 Coefficient de sécurité après le confortement .....	80

# Liste des tableaux

Tableau I-1 Classification d'après la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. [16].....	5
Tableau I-2 Classification d'après la profondeur de la surface de glissement. [16] .....	5
Tableau I-3 Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [16] .....	6
Tableau I-4 Valeurs de $F_s$ en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [9] .....	12
Tableau I-5 Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation [17].....	17
Tableau I-6 Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain [17]	18
Tableau I-7 Clous et micro pieux [15]. .....	25
Tableau II-1 Classification des zones Sismiques en territoire Algérien. ....	31
Tableau II-2 Tableau quantitatif des essais in-situ et au laboratoire, avec leur unités. [18]	<b>Erreur !</b>
<b>Signet non défini.</b>	
Tableau II-3 Résultats d'essai pénétromètre dynamique. ....	40
Tableau II-4 Résultats d'essai piézométrique. [18].....	41
Tableau II-5 Résultats des essais physiques [18] .....	42
Tableau II-6 Résultats des essais physiques [18] .....	43
Tableau II-7 Résultats des essais physiques [18] .....	43
Tableau II-8 résultats d'essai cisaillement à la boîte de Casagrande[18].....	44
Tableau II-9 Résultats Des essais triaxiaux de type UU .....	44
Tableau II-10 Résultats des essais physiques [18] .....	47
Tableau II-11 Résultats des essais physiques [18] .....	47
Tableau II-12 Résultats des essais physiques [18] .....	48
Tableau II-13 résultats d'essai cisaillement à la boîte de Casagrande[18].....	48
Tableau II-14 Résultats Des essais triaxiaux de type UU .....	49
Tableau III-1 Coordonnées de la géométrie du talus. ....	55
Tableau III-2 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol . ....	57
Tableau III-3 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol . ....	64
Tableau IV-1 Paramètres utilisés pour la paroi moulée .....	75
Tableau IV-2 Paramètres utilisés pour les pieux de confortement.....	77

# Liste des symboles

**a** : coefficient d'accélération de zone sismique

**b** : Largeur de la tranche

**B** : Largeur du mur (m)

**C** : Cohésion (kPa)

**C'** : Cohésion effective (kPa)

**K<sub>ah</sub>** : Coefficient d'accélération sismique horizontal

**K<sub>av</sub>** : Coefficient d'accélération sismique vertical

**C<sub>u</sub>** : Cohésion non drainée (kPa)

**F<sub>s</sub>** : Facteur de sécurité

**g** : Accélération de la pesanteur( $m/s^2$ )

**H** : Composante horizontale de la force interne

**h<sub>i</sub>** : La Hauteur du tranche (m)

**I<sub>c</sub>** : Indice de consistance

**I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité(%)

**M<sup>t</sup>** : Moment

**N** : Résultante des composantes normales

**q** : La surcharge routière (kPa)

**q<sub>adm</sub>**: Contrainte admissible

**q<sub>L</sub>** : Contrainte limite

**S** : Surface ( $m^2$ )

**S<sub>r</sub>**: Degré de saturation (%)

**T** : Résultante des composantes tangentielles

**U** : Pression interstitielle

**V** : Composante verticale de la force interne

**W** : Force due aux poids des terres

**W** : Poids propre (kN/ml)

**W** : Teneur en eau

**W<sub>L</sub>** : Limite de liquidité

**$W_p$**  : Limite de plasticité

**$Z$**  : La profondeur (m)

**$\beta$** : L'angle du talus( $^\circ$ )

**$\gamma$**  : Poids volumique ( $\text{kN/m}^3$ )

**$\gamma'$** : Poids volumique déjaugé ( $\text{kN/m}^3$ )

**$\gamma_d$**  : Poids volumique sec ( $\text{kN/m}^3$ )

**$\gamma_h$** : Poids volumique humide ( $\text{kN/m}^3$ )

**$\gamma_{\text{sat}}$**  : Poids volumique saturé ( $\text{kN/m}^3$ )

**$s'$**  : Contrainte normale effective (kPa)

**$\tau$**  : Contraintes de cisaillement  $\square$

**$\tau_{\text{max}}$**  : Résistance au cisaillement du sol.

**$\phi$**  : L'angle de frottement interne ( $^\circ$ )

**$\phi'$** : L'angle de frottement interne effective ( $^\circ$ )

**$\phi_u$**  : L'angle de frottement interne non drainé( $^\circ$ )

**CD** : Consolidé drainé

**LCPC** : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**PDL** : Pénétration dynamique lourds

**RPA** : Règlement parasismique Algérien

**SC** : Sondages carottés

# TABLE DES MATIERE

Dédicaces

Remerciements

Résumé

Liste des figure

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale.....1

## Chapitre I Recherche Bibliographique

I GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN..... 2

I.1 INTRODUCTION..... 2

I.2 DEFINITIONS DES GLISSEMENTS DE TERRAIN [1]..... 2

I.3 PHENOMENOLOGIE ..... 3

I.4 CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN [2]..... 3

I.4.1 *Classification selon la profondeur de glissement* ..... 5

I.5 TYPES DES GLISSEMENTS ..... 6

I.5.1 *Les glissements plans* ..... 6

I.5.2 *Glissement rotationnel [3]* ..... 7

I.5.3 *Glissement quelconque (aléatoire) [5]*..... 8

I.6 INDICES ET PHENOMENES INDUITS PAR LES GLISSEMENTS ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

I.7 PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS [7] ..... 9

I.8 LA DETECTION DE GLISSEMENT DE TERRAIN [8] ..... 10

I.8.1 *Inclinomètre [8]*..... 10

I.8.2 *Émissions acoustiques [8]* ..... 10

I.8.3 *Interférométrie [8]* ..... 10

I.8.4 *Piézométrie [8]*..... 10

I.8.5 *Pressiométrie [8]*..... 11

I.8.6 *Laser [8]* ..... 11

I.9 METHODES DE CALCUL DE STABILITE..... 11

I.9.1 *définition du coefficient de sécurité* ..... 12

I.9.2 *Méthodes d'équilibres limites [11]*..... 12

I.9.3 *Méthodes éléments finis* ..... 16

I.10 METHODE DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DES TERRAINS [1] ..... 16

I.10.1 *Terrassements [16]*..... 19

I.10.2 *Dispositifs de drainage [13]*..... 20

I.10.3 *Stabilisation par renforcement*..... 21

I.10.4 *Nappe en géosynthétique [13]*..... 25

I.10.5 *Tirants d'ancrage [14]* ..... 26

I.11 CONCLUSION..... 27

**CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET** .....

II.1	INTRODUCTION [18].....	28
II.2	SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE [18].....	28
II.2.2	Reconnaissance geologique et geotechnique [18].....	29
II.2.3	Sismicité de la région[18].....	31
II.2.4	Reconnaissance in situ[18].....	32
II.2.5	Description du glissement.....	32
II.2.6	Dimensions du glissement[18].....	32
II.2.7	Causes probables du glissement.....	34
II.3	RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	36
II.3.1	Les essais in situ[18].....	36
II.3.2	Essais de laboratoire [18].....	37
II.3.3	Interpretation de la reconnaissance in situ et essais en Laboratoire [18].....	37
II.3.4	Essais aux pénétromètres dynamiques [18].....	38
II.3.5	Regime hydrolique.....	41
II.3.6	Essais de laboratoire.....	41
1.	Couche d'Argile sableuse.....	42
A.	ESSAIS PHYSIQUES.....	42
•	Limites d'Atterberg.....	43
B.	ESSAIS MECANIQUES.....	44
•	Essais à la boîte de Casagrande.....	44
•	Essais au triaxial.....	44
2.	COUCHE DE MARNE.....	46
A.	ESSAIS PHYSIQUES.....	46
•	HUMIDITE.....	46
•	LIMITES D'ATTERBERG.....	48
B.	ESSAIS MECANIQUES.....	48
•	ESSAIS A LA BOITE DE CASAGRANDE.....	48
•	ESSAIS AU TRIAXIAL.....	48
II.4	CONCLUSION:.....	52
<b>CHAPITRE III MODELISATION NUMERIQUES.....</b>		<b>53</b>
III.1	INTRODUCTION.....	53
III.2	PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS2D.....	53
III.2.1	Etape de modélisation.....	53
III.2.2	Réglages généraux.....	53
III.2.3	Modélisation numérique du glissement.....	54
III.3	CALCUL EST VERIFICATION DE STABILITE DE TALUS.....	56
III.3.1	Comportement non drainé (UU) à court terme.....	57
III.3.2	Interprétation des résultats.....	63
III.3.3	Comportement drainé (CD) à long terme.....	64
III.3.4	Interprétation des résultats.....	70
III.4	CONCLUSION.....	71
<b>CHAPITRE IV ETUDE DE CONFORTEMENT.....</b>		<b>72</b>
IV.1	INTRODUCTION.....	72
IV.2	TRAITEMENT DE GLISSEMENT.....	72
IV.2.1	La géométrie initiale.....	72
IV.3	SOLUTIONS PROPOSES.....	73
IV.3.1	Confortement par tirants d'ancrage.....	73

IV.3.2	<i>Confortement par paroi moulée plus tirants d'ancrage</i> .....	75
IV.3.3	<i>Soutènement par Paroi de pieux sécants ou tangents</i> .....	77
IV.3.4	<i>Drainage de l'eau</i> .....	81
IV.4	ANALYSE MULTICRITERE .....	81
IV.4.1	<i>La 1ère solution (paroi moulée + tirants d'ancrage)</i> .....	81
•	AVANTAGES .....	81
•	INCONVENIENTS .....	81
IV.4.2	<i>La 2ème solution (pieux sécants)</i> .....	82
•	<i>Avantages</i> .....	82
•	INCONVENIENTS .....	82
IV.5	CONCLUSION.....	83
Conclusion générale.....		84

## **ANNEXES**

## Introduction générale

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine géologique et morphologique et climatique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Un glissement de terrain peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturelles et matérielles considérables.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de glissement est une question complexe dont la réponse fiable est à la charge de l'ingénieur géotechnicien. L'étude d'un glissement de terrain comporte, outre la reconnaissance du site et l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Notre présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et propose l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenu sur le contournement nord de la ville de Médéa au PK 5+250 reliant la RN01 à la RN18. L'objectif assigné à ce travail vise à identifier les causes réelles de cette instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution. Pour atteindre cet objectif, nous avons organisé notre mémoire en quatre chapitres, qui sont les suivantes :

**Le premier chapitre** est une étude bibliographique comportant des généralités sur les mouvements de terrains, les méthodes de calculs du coefficient de sécurité, ainsi que les différentes techniques de stabilisation des talus.

**Le deuxième chapitre** comporte les résultats de l'étude géotechnique réalisée à partir de l'interprétation des essais in-situ et de laboratoire.

**Le troisième chapitre** est dédié à l'étude de la stabilité du talus en modélisant le problème sur le logiciel **Plaxis2D**, en calculant le coefficient de sécurité à court terme et à long terme sous chargement de la route.

**Le quatrième chapitre** présente les solutions de confortement qui ont été proposées ainsi qu'une étude comparative qui nous a permis de choisir la solution la plus optimale.

Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale .

# **CHAPITRE I**

**Recherche**

**Bibliographique**

## **I Généralité sur les mouvements de terrain**

### **I.1 Introduction**

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

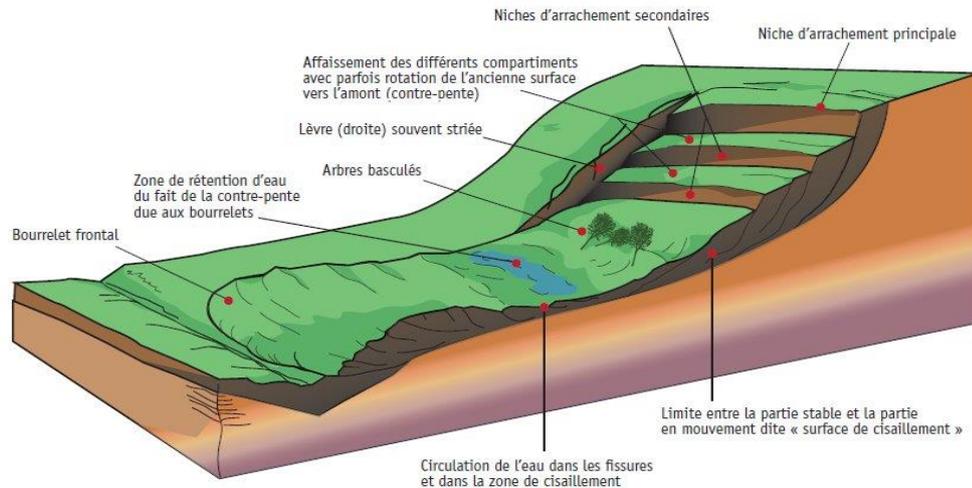
Du faite de parler des pertes humaines ceci veut dire que c'est impardonnable qu'un ingénieur ignore ce phénomène naturel et c'est un crime de le négliger dans le choix du sol qui servira comme assiette pour les différentes constructions.

L'étude de ce phénomène nécessite une maîtrise en géotechnique afin de bien profité des différents documents à savoir les cartes géologiques, les cartes topographiques, ainsi que les essais in-situ et les essais au laboratoire, en suivant bien sûr certaines consignes spécifiques aux études de glissement de terrains en vue de procéder à une étude détaillée de l'instabilité des talus.

### **I.2 Définitions des glissements de terrain**

Ce sont des déplacements plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.).

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



**Figure I:1 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain**

### I.3 Phénoménologie

L'étude des glissements de terrain passent par l'établissement d'une classification. À ces fins, quelques exemples survenus auparavant sont étudiés afin de proposer des catégories de glissements et de déterminer certains facteurs d'influence.

### I.4 Classification des glissements de terrain

Les classifications visant à décrire et à déterminer les différents processus de déstabilisation de pente sont nombreuses. Dès 1846, Collin [2], dans son ouvrage « Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux » différenciait deux types de mouvements :

- Les mouvements de fond (glissements profonds) ;
- Les mouvements superficiels

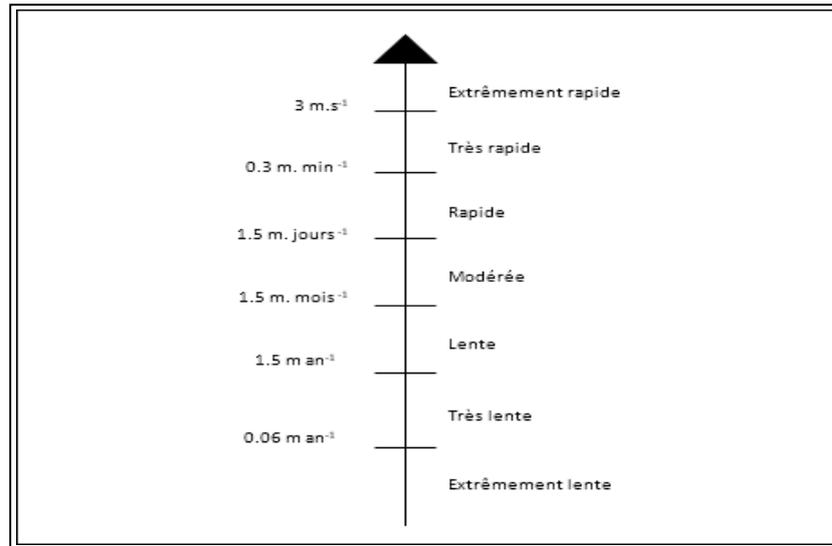
De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrain

En faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau ; cinématique du mouvement ; vitesse du mouvement ; morphologie et type de surface de rupture ; cause de la rupture ; l'âge de la rupture, etc.

Classification de Nemcok et al. (1972), [2] leur classification est basées sur le caractère géo-mécanique des mouvements de pente et de leur vitesse, quatre (04) processus sont distingués : fluage ; glissement ; écoulement et écroulement.

D'autre Classification avec Varnes (1978), [2] les types de mouvements de versant sont suivants : Eboulements ; Glissements ; Extension latérale ; Ecoulement ; Complexes ; Echelle de vitesse.

La classification de Varnes, propose également une échelle de vitesse afin de caractériser le degré d'activité des différents mouvements (figure I.2).



**Figure I:2 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements. [16]**

Dans le même contexte des classifications cinématique. Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain. Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale, ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé.

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

**Tableau I-1 Classification d'après la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. [16]**

Vitesse	Description
$V_d < 16\text{mm/an}$	Extrêmement lent
$16\text{ mm/an} < V_d < 1.6\text{ m/an}$	Très lent
$1.6\text{ m/an} < V_d < 13\text{m/mois}$	Lent
$13\text{m/mois} < V_d < 1.8\text{m/h}$	Modéré
$1.8\text{m/h} < V_d < 3\text{m/mn}$	Rapide
$3\text{m/mn} < V_d < 5\text{m/s}$	Très rapide
$V_d > 5\text{m/s}$	Extrêmement rapide

#### I.4.1 Classification selon la profondeur de glissement

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau I.2).

**Tableau I-2 Classification d'après la profondeur de la surface de glissement. [16]**

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi-profonde	2-10 m
Profonde	10-30 m
Très profonde	>30 m

**Tableau I-3 Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [16]**

<b>Glissement</b>	<b>Vitesse de glissement</b>
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

## **I.5 Les types des glissements**

Selon la géométrie de la surface de rupture il y'a trois types de glissement :

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

### **I.5.1 Les glissements plans**

Il correspond à un mouvement de masse évoluant le long d'un plan de faible résistance mécanique.

Lorsque dans un tel type de glissement une seule unité est mobilisée, on parle de "glissement par blocs".

Les glissements plans sont très souvent contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces ou zones de moindre résistance mécanique.

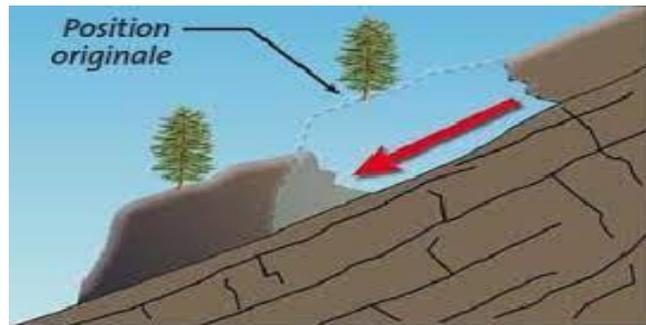


Figure I:3 glissements plans

### I.5.2 Glissement rotationnel

De façon naturelle, ce glissement se produit la plupart du temps dans un talus en bordure de cours d'eau où l'érosion est active

Sa surface de rupture peut atteindre quelques mètres de profondeur sous la croûte, dans l'argile intacte, et elle adopte une forme approximativement circulaire.

La partie de terrain susceptible d'être affectée peut atteindre plus d'une dizaine de mètres en sommet de talus et peut emporter, lors du mouvement, routes, structures et bâtiments. Ce glissement est aussi très fréquent [3].

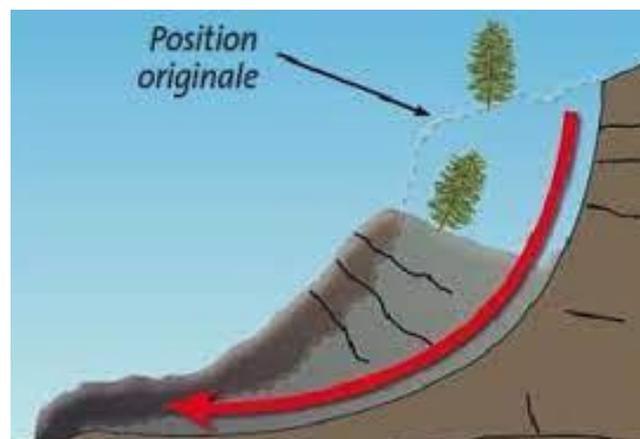


Figure I:4 Glissement rotationnel

#### I.5.2.1 Glissement rotationnels simple

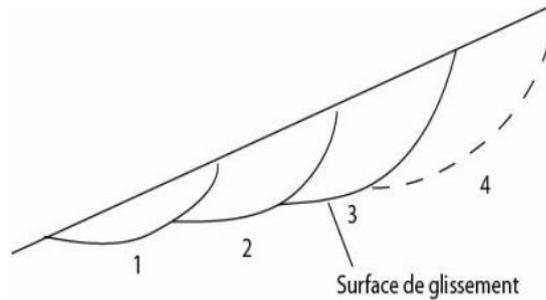
C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre.

L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire.

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire

[3].



**Figure I:5 Glissement rotationnel complexe[4]**

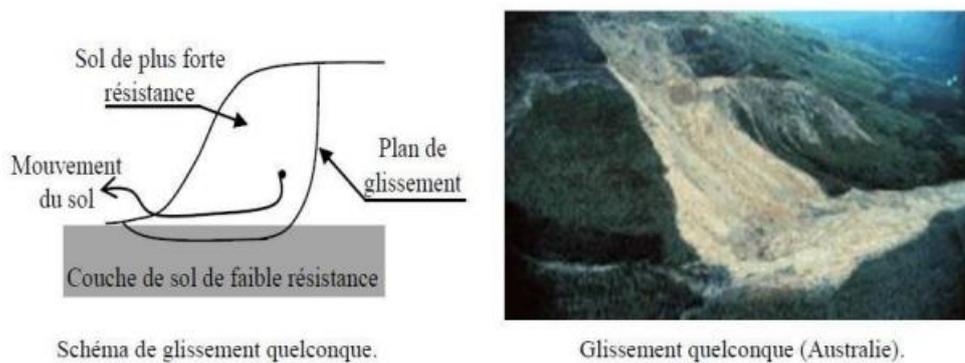
### **I.5.2.2 Glissements rotationnels complexes (quelconques)**

C'est un glissement multiple (emboîté), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont [3].

### **I.5.3 Glissement quelconque (aléatoire)**

Ce type de glissement (Figure I.6) est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [5]. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes.

Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance [6]



**Figure I:6 Glissement quelconque**

## I.6 Principales causes des glissements

On peut discrétiser ses causes d'instabilité par deux grandes familles, causes interne et externe, parmi ses causes : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

### I.7.1 Causes internes

- L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies.
- La nature géologique des terrains .
- La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

### I.7.2 Causes externes

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière.
- Diminution des appuis en pied de pente (comme un terrassement mal étudié et trop raide).
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche.
- Par les secousses d'un tremblement de terre.
- Par la surcharge d'une construction, etc.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales: l'eau et la présence des fractions fine [7]

## **I.7 La détection de glissement de terrain**

La prévision de ce phénomène peut être d'un point de vue compétent par l'observation des fissures, affaissements, les caractéristiques de sol ou même la localisation de site sur la cartographie d'aléa par exemple sinon par techniques d'évaluation et de surveillance de l'évolution du mouvement des versants naturels [8].

On cite quelque technique comme :

### **I.7.1 Inclinomètre**

Cette technique permet la mesure et l'analyse de la rotation de la verticale profonde et superficielle des structures géologiques ou artificielles. Elle consiste à mesurer la distribution des déplacements horizontaux avec la profondeur dans le sol, en mesurant à l'aide d'un inclinomètre les rotations de la verticale d'un tube solidaire avec le sol et/ou les rotations de la verticalité des structures (à l'aide de clinomètres, pendules,) [8]

### **I.7.2 Émissions acoustiques**

Il s'agit d'une méthode basée sur la détection en temps réel des émissions acoustiques générées par des mouvements de terrain. Elle consiste à disposer sur le site des capteurs appropriés (accéléromètres, géophones, hydrophones) permettant de capter et de reconnaître les signaux indiquant la mobilisation ou l'amorce d'un mouvement de terrain ou des fractures à l'intérieur du terrain et des amas de roches ainsi que les processus de déformation du sol ou de la roche. [8]

### **I.7.3 Interférométrie**

La méthode « interférométrie radar » est une technique d'auscultation qui permet la mesure des déplacements superficiels, elle est basée sur la comparaison de deux images radar d'un même site prisent depuis des angles de vue différents [8]

### **I.7.4 Piézométrie**

La piézométrie regroupe l'ensemble des techniques de surveillance utilisées pour la

mesure et l'analyse de l'évolution et des fluctuations de la surface piézométrique dans le sous-sol et/ou des pressions dans les instruments liés directement aux variations du volume d'eau dans l'épaisseur du sol étudié. [8]

### **I.7.5 Pressiométrie**

La méthode est basée sur la mesure des pressions totales exercées par le terrain ou des forces transmises par le terrain à une structure générique. [8]

### **I.7.6 Laser**

Le principe fondamental sur lequel se base cette méthode est le calcul du temps de vol (time-off-light) d'une impulsion laser générée par un émetteur, réfléchi par la surface frappée et captée par le récepteur installé à bord de l'instrument (le temps de vol est l'intervalle de temps qui s'écoule entre le temps d'émission et celui de retour) (INTERREG IIIA, 2006). Cette technique permet la détermination de la distance entre la station de mesure et le point relevé. La météorologie est une science qui étudie l'atmosphère et les phénomènes qui lui sont liés. Cette science s'applique dans la surveillance des pentes instables afin de permettre une corrélation entre la dynamique du mouvement et les facteurs déclenchant ou influant cette instabilité tels que : les hauteurs de précipitation aqueuses et neigeuses, températures, humidité, vitesse et direction du vent. [8]

## **I.8 Les méthodes de calcul de la stabilité**

Dans cette partie on présentera les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements, Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître : La géométrie en deux ou trois dimensions du talus, La géologie, Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements). On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus .

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite
- Les méthodes des éléments finis.

### I.8.1 définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \tau_{max} / \tau \quad I-1$$

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

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

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau_{max} = c + \sigma \tan \varphi \quad I-2$$

$$\tau = (c + \sigma \tan \varphi) / F_s \quad I-3$$

$C$  : la cohésion du sol ;  $\varphi$  : angle de frottement du sol

$\sigma$  : la Contrainte totale normale.

Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture (pas de glissement).
- Si  $F < 1$ , il y a rupture (présence d'un glissement).
- Si  $F = 1$ , il y a équilibre limite.

**Tableau I-4 Valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [9]**

$F_s$	Etat de l'ouvrage
<1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Danger</li> </ul>
1.0-1.25	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sécurité contestable</li> </ul>
1.25-1.4	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants</li> <li>• Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique</li> </ul>
>1.4	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Satisfaisante pour les barrages</li> </ul>

### I.8.2 Méthodes d'équilibres limites

Les méthodes d'équilibres limite se divise en deux groupes :

- les méthodes des tranches: Fellenius et Bishop.
- les méthodes de stabilité globale.

### I.8.2.1 Méthode globale

Ce sont des méthodes qui permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, (Caquot, 1954) (Biarez, 1960) mais auxquelles l'informatique apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture.
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture.
- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement. [11]

#### 1. Méthode de Bell (1969)

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres.

$$\sigma_n = \lambda \gamma h + \mu \sin(\pi (x - x_0) / (x_1 - x_0)) \quad \text{I-4}$$

$x$ ,  $x_1$ ,  $x_0$  sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture.

Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants. [11]

### I.8.2.2 Méthode des tranches

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

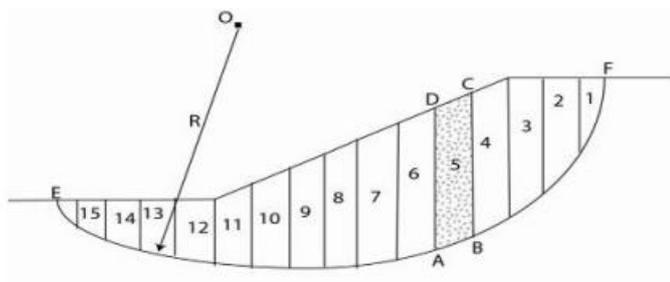


Figure I:7 Découpage d'un talus en tranches

### I.8.2.2.1 Méthode des tranches de Fellenius (rupture circulaire)

la méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c' + (w \cos^2 \alpha - ub) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum w \sin \alpha} \quad \text{I-5}$$

- Les forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS
- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante [10]:

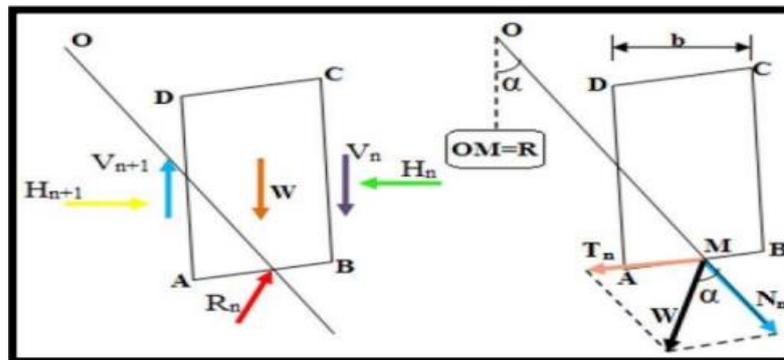


Figure I:8 Forces agissant sur la tranche

$$W = b \sum (\gamma_i h_i) \quad \text{I-6}$$

Avec :

W : poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche

hi : hauteurs des tranches

Le poids «W» étant une force qui présente deux composantes :

$$N = W \cos \alpha \quad \text{et} \quad T = W \sin \alpha$$

N : composante normale stabilisatrice

T : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

- Force de cohésion

$$F_c = C \cdot AB \quad \text{I-7}$$

Avec :

$$AB = b / \cos \alpha$$

C : cohésion du sol considéré

$\alpha$  : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

b : la largeur des tranches

AB : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

• Force de frottement  $F_f = (N - U_i) \cdot AB \cdot \tan \varphi = (W \cos \alpha - U_i \cdot AB) \tan \varphi$  I-8

• Force de l'eau  $U_i = \gamma_w \cdot h \cdot AB$  I-9

• Force sismique

$T = a \cdot W$  I-10

Avec :

W : poids de la tranche

a : coefficient d'accélération de zone sismique

### I.8.2.2 Méthodes des tranches de Bishop

La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{bishop}} = \frac{\sum [c' + (w - ub) \tan \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \varphi')}{\sum w \sin \alpha} \quad \text{I-11}$$

Avec :

i : l'indice de la tranche

$c'_i$  : la cohésion drainée du sol à la base de la tranche

$\varphi'_i$  : l'angle de frottement drainée du sol

$b_i$  : la largeur de la tranche

$W_i$  : le poids de la tranche

$\alpha_i$  : l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

### **I.8.3 Méthodes éléments finis**

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, César, Crisp[9].

### **I.9 Méthode de confortement des glissements des terrains**

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en trois grandes familles :

- Les terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses,
- Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles,

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Une démarche méthodologique doit être suivie. Elle est présentée dans le tableau (a) est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer son choix. Le choix obtenu dans le tableau (b) doit être affiné en tenant compte de la profondeur du mouvement, de la nature et du volume de matériau en jeu, des vitesses de glissement, des contraintes d'accès et d'emprise du site, etc. Lorsque plusieurs types de solutions sont envisageables, il est souvent intéressant de les associer.[1]

Tableau I-5 Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation (a) [17]

Phase d'étude	Eléments nécessaires
-Analyse rétroactive du glissement -Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistance au cisaillement sur $F = 1$	-Profil géotechnique -Paramètres géométriques, hydrauliques, mécaniques -Calcul de stabilité
Détermination de l'influence sur $F$ des actions envisageables : - Modifications de la géométrie - Abaissement de la nappe - Renforcement au niveau de la surface de rupture	-Calculs de stabilité
-Définitions des solutions techniques	-Limites et avantages des techniques envisagées -Caractéristiques particulières du glissement
-Choix d'une solution	-Contraintes économiques -Délai -Savoir-faire des entreprises locales -Risques acceptables à court terme et à long terme
-Dimensionnement de la solution	-Calcul de stabilité -Essais préalables (tirant, drains, ...) -Réglementation
Travaux	-Contrôles des structures (déplacements, efforts...) -Contrôles des paramètres du glissement

**Tableau I-6 Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain (b) [17]**

Solution envisageable	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de la variation de la pression interstitielle	Effet sur la stabilité de l'accroissement de la résistance au cisaillement
-Terrassement -Drainage -Renforcement	+	+	+
-Terrassement(mais substitution inefficace) -Drainage	+	+	-
-Drainage	-	+	-
-Terrassement pour substitution -Drainage -Renforcement	-	+	+
-Terrassement -Renforcement	+	-	+
-Terrassement	+	-	-
-Terrassement pour substitution -Renforcement	-	-	+
-Application des techniques de protection ou de surveillance	-	-	-
<b>+ : Important, - : Faible</b>			

## **I.9.1 Terrassements**

Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On a trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : [16]

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

### **I.9.1.1 Allègement en tête**

Cette opération consiste à venir terrasser dans la partie supérieure, ce qui implique une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente.

### **I.9.1.2 Remblai de pied**

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

### **I.9.1.3 Purge**

Cela consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur [16]. On Peut, dans certain cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

### **I.9.1.4 Substitutions totales ou partielles**

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil du talus initial. Les substitutions partielles sont souvent employées sous forme des bèches ou de contreforts discontinus[12]

## I.9.2 Dispositifs de drainage

L'eau joue très souvent un rôle déterminant dans "le déclenchement" des glissements de terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable. [13]

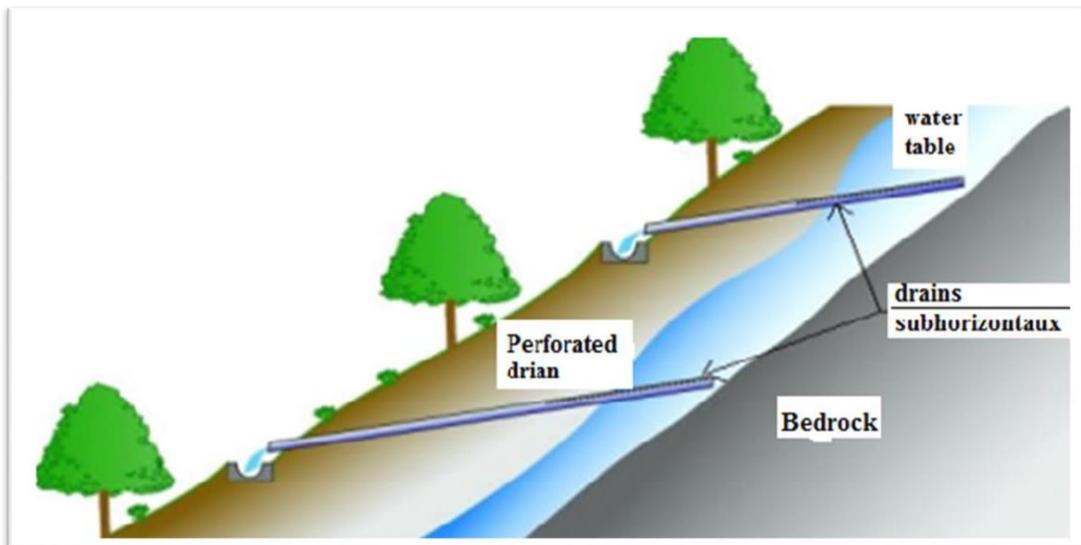
### I.9.2.1 Drainage de surface



**Figure I:9 Exemple d'ouvrage d'assainissement**

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.).[13]

### A. Drains subhorizontaux



**Figure I:10 Drains subhorizontaux.**

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux.

C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. [13]

### I.9.2.2 Tranchées drainantes

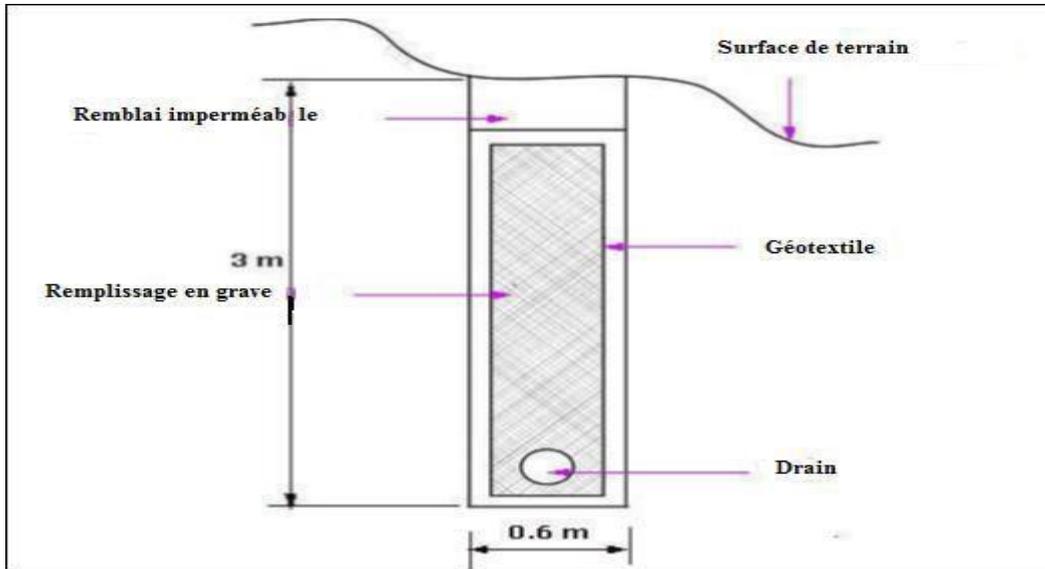


Figure I:11 Coupe type d'une tranchée drainant. [10]

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. [13]

### I.9.2.3 Drainage profond

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe [13], il peut s'agir de :

- Drains subhorizontaux.
- Drains siphons.
- De galerie drainante.
- De drains ou puits verticaux.

## I.9.3 Stabilisation par renforcement

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la contrainte de

cisaillement dans le versant susceptible à se glisser. Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite :

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

### I.9.3.1 Soutènement

Les ouvrages de soutènement se sont des écrans reposant sur une fondation, conçus pour soutenir un massif de sol et lui assurer la stabilité. On distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excave, d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite une évaluation des pressions des terres sur le mur, ainsi que l'analyse de la résistance du système sol/mur vis-à-vis des différents modes d'instabilité.[14].

Il existe plusieurs classifications des murs, qui dépendent de la morphologie, le mode de fonctionnement et de la durée, On désigne deux catégories pour cela :

#### A. Les ouvrages rigides

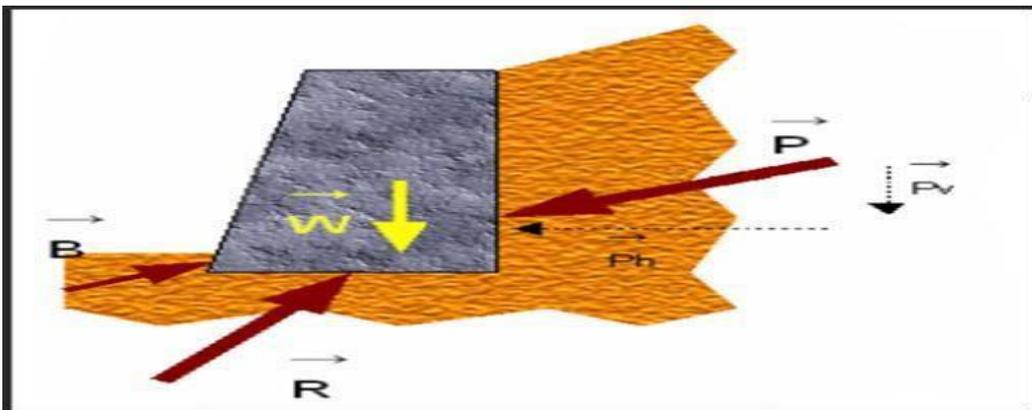


Figure I:12 Mur de soutènement [14].

Ce sont des écrans soutiennent un volume de sol si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement c.-à-d. indéformable, on cite d'exemple dans cette catégorie, les murs poids en (béton, terre armée, gabions, etc....) ou la poussée est reprise par le poids de ces ouvrages. Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de

terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. [14]

### **B. Les ouvrages souples**

Ces ouvrages sont appelés aussi par les ouvrages flexibles si la surface de contact sol/mur est déformable, on cite d'exemple dans cette catégorie les rideaux de palplanches, les parois moulées, etc. Les rideaux de palplanches sont le plus souvent des profils en acier formant des panneaux jointifs pouvant couvrir une largeur importante du terrain à soutenir. Les parois moulées sont des écrans de soutènement souple forme de la juxtaposition des panneaux verticaux Plans ou courbes, généralement en béton (armé ou non armé), avec une hauteur de quelques dizaines de mètres. [14]

### **C. Les barrettes**

La barrette est un mur de soutènement en paroi moulée, se comportant en tant que fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur. C'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde. [14]

#### **I.9.3.2 Confortment par système de parois**

Parmes les techniques de renforcement par parois on a :

- La paroi lutécienne.
- Palplanche.
- Les parois moulées.
- Le voile préfabriqué.
- **Parois en pieux sécants :**

La paroi en pieux sécants est constituée de pieux forés moulés dans le sol qui s'entrecoupent.

Les pieux sécants permettent de réaliser une paroi continue faisant office de soutènement

- Paroi berlinoise.

- La paroi clouée.



**Figure I:13 Rideaux de palplanches**

### **I.9.3.3 Renforcement par inclusions**

Cette technique rapide et facile est très utilisée durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison, qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

#### **a) 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[15].

Tableau I-7 Clous et micro pieux [15].

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micro pieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1.5)	1.20 à 1.30	-technicité importante -estimation correcte des interactions Sol/inclusions -Associer un bon drainage

### b) Les pieux :

On peut utiliser des fils de pieux pour renforcer les sols en place, ces derniers travaillent en cisaillement et permettent le blocage des cercles de glissement qui se propagent dans le sol, ces pieux doivent avoir un espacement minimum de 2 mètres pour permettre leur exécution

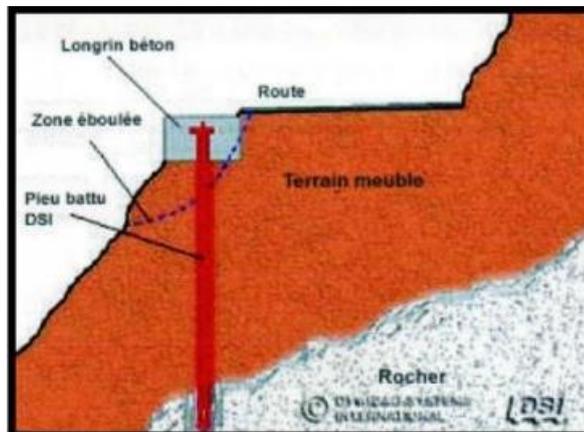


Figure I:14 Clouage de pieux

### I.9.4 Nappe en géosynthétique

Protection du talus à l'aide d'une nappe de géosynthétique fixée par des câbles et des ancrages (permet de limiter l'érosion par les circulations d'eau superficielles) et de béton projeté associé à des ancrages destinés à bloquer le mouvement du sol. Le long de la route un mur de soutènement empêche la progression des terrains sur la chaussée. [13]

- **Systèmes d'ancrages**

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs. [13]

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



**Figure I:15 Ancrage a cables**

- **Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés**
  - Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés
  - En partie haute : nappe de géotextile biodégradable favorisant la revégétalisation. En partie inférieure écran réalisé en rondins de bois entrecroisés et remplissage de petits blocs.[13]

### **I.9.5 Tirants d'ancrage**

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

par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. Comme le montre la (Figure I.16), on distingue le cas où la plaque d'ancrage travaille en butée, de celui où elle travaille en frottement. [14]



**Figure I:16 Exemple de tirants d'ancrage**

## **I.10 Conclusion**

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches. Les systèmes de protection et de prévention doivent être déterminés et dimensionnés par une étude spécifique de l'aléa. Chaque cas à sa solution spécifique, et pour son diagnostic on est toujours amené à le rechercher suivant des manières régulières qui possèdent des compétences importantes sur le plan technique surtout vu la variabilité et l'hétérogénéité des sols, ainsi pour sa performance qui reste toujours inquiétante dans le cadre de la prévention et de soutènement notamment les terrains en pentes.

# **Chapitre II**

**Presentation**

**du projet et étude  
géotechnique**

## II Présentation du projet

### II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous exposons le projet relatif à notre travail de fin d'études, avec principalement sa description, ses conditions géologiques, topographique, géomorphologique du terrain, et les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ, correspondant aux glissements de terrain manifesté au niveau du contournement nord de la ville de Médéa dans la commune de Draâ Essamar qui se situe à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa [ 18]



**Figure II:1** Vue satellitaire du site étudié

### II.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE

La zone d'étude fait partie de La commune de Draa Essamar est située à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude. Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre côté du Djebel Nador,

La Wilaya de Médéa est située dans le centre du pays au cœur de l'Atlas tellien. Elle est limitée par :

La Wilaya d'Aïn Defla et Tissemsilt à l'Ouest.

La Wilaya de M'Sila et Bouira à l'Est.

La Wilaya du Blida au Nord.

La Wilaya de Djelfa au sud.

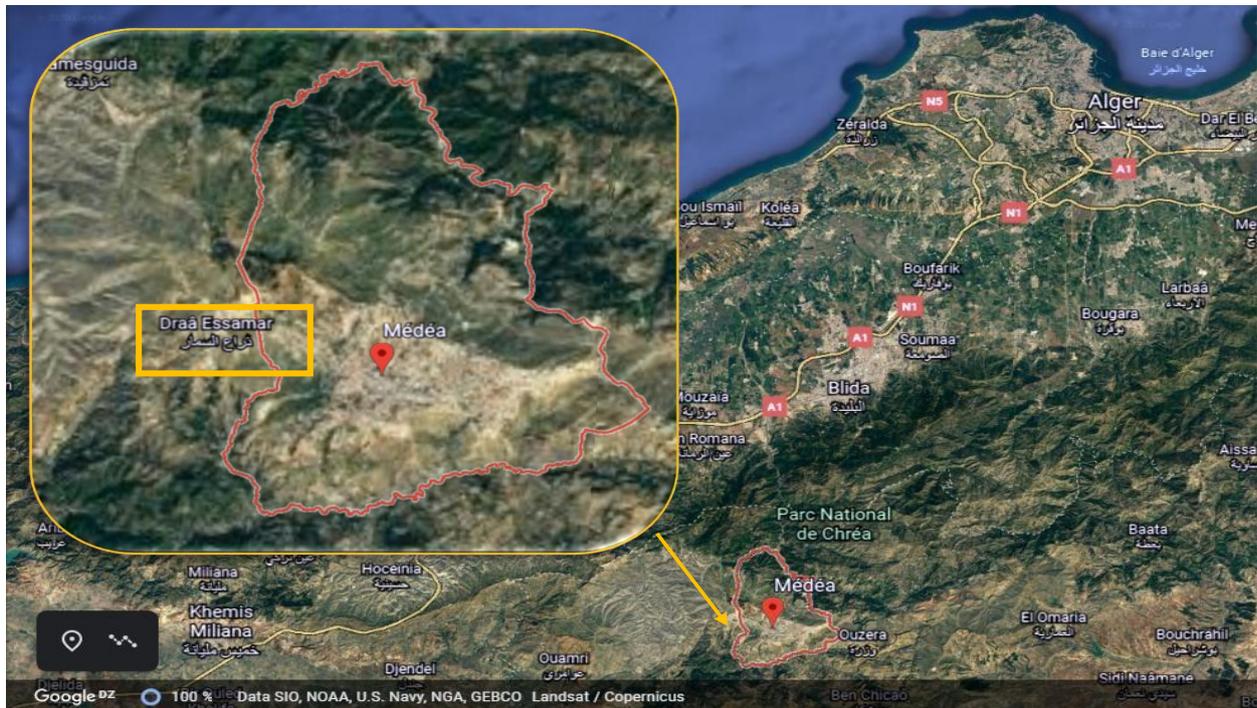


Figure II:2 Situation géographique de Draâ Essamar

### II.2.1.1 Relief

Cette zone possède une géomorphologie accidentée, avec un réseau hydrographique important (topographie chahutée).

Le point de glissement se trouve sur le coté amont de la chaussée (talus déblai), cependant on ne remarque aucun indice de glissement visible sur la chaussée et le talus aval. [18]

### II.2.1.2 Zone de glissement

Au niveau de ce site, la zone ayant subi le glissement est située entre la RN 01 et le RN 18. cette route permet de relier les différents villages. [18]

## II.2.2 Reconnaissance géologique et geotechnique

Après consultation de la feuille géologique de BLIDA au 1/200 000ème, il en ressort que la région de Médeâ appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias. [18]

### II.2.2.1 Etude de sismicité

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée où se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage helvétique.

Cette tectonique plio-quadernaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinoriums de Blida et de Tablât, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud des quels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogénèse alpine, ils sont subdivisés en 3 types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes. [18]

### II.2.2.2 Géologie

#### 1. Le Néogène

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocènes, avec :

- Des grès inférieurs, sableux friables, intercalés de poudingues principalement sur les bords du bassin de Médéa. Cette assise très variable d'épaisseur atteint jusqu'à 80 à 100 m. Ces grès intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment en quelques points la base de l'étage Helvétique. Les assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques en des points très rapprochés.
- Les marnes argileuses de l'Helvétique inférieur
- Argiles rouges gypseuses, présentent le plus souvent l'aspect alluvionnaire et apparaissent dans l'anticlinal helvétique. [18]

#### 2. Les formations crétacées

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieurs à supérieurs. Il s'agit de formation du crétacé inférieur cartée ,

représentées par des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglés. Cette formation calcaire apparait dans les ravinements du plateau helvétien et dans les anticlinaux de la région. [18]

### II.2.3 Sismicité de la région

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) le document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante sont :

**Tableau II-1 Classification des zones Sismiques en territoire Algérien. (RPA 99 version 2003)**

N° zones	Intensité
<b>Zone 0</b>	sismicité négligeable
<b>Zone I</b>	sismicité faible
<b>Zone II a et II b</b>	sismicités moyenne
<b>Zone III</b>	forte sismicité

On remarque que la région de Médéa affecté par le glissement est située dans la zone IIa, donc le coefficient d'accélération de zone A = 0.20g choisi en fonction de la zone sismique « sismicité moyenne » et le groupe d'usage IIa [18] .

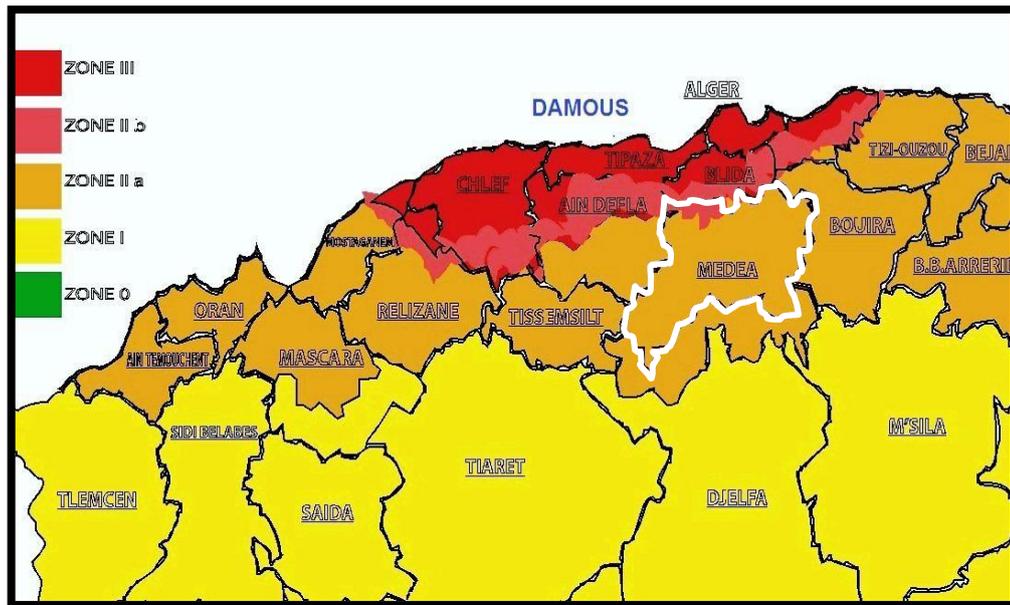


Figure II:3 Carte de zonage sismique (RPA 99 version 2003)

## II.2.4 Reconnaissance in situ

L'examen visuel des fronts de talus se trouvant au site étudié à permis de déceler deux principales zones :

- Coté stable : on trouve des formations marneuses dures formant le talus de part et d'autre de la zone de glissement.
- Coté instable : on trouve des argiles décomprimées.

En amont du tracé au niveau du talus de déblais d'importantes fissures sont visibles, ceci nous a permis de déceler d'éventuel signe d'instabilité potentielle. [18]

## II.2.5 Description du glissement

Ce glissement se traduit par un mouvement de terrain en amont du tracé (coté déblai). Il est considéré comme un glissement de pied affectant les argiles décomprimées formant ce talus de déblai. Le profil en travers réalisé est en déblai. La chaussée est réalisée sur une bonne assise constituée de marnes dures. Notons aussi l'absence de fossé bétonné ainsi que des descentes d'eaux, ce qui permet l'infiltration des eaux au niveau du talus ainsi que l'assise du tracé

## II.2.6 Dimensions du glissement

La zone affectée par le glissement s'étale sur un linéaire de 200m, d'une hauteur maximale de 20m. [18]

Les fissures sont ouvertes par endroits et des escarpements en tête de talus de déblai.



**Figure II:4 Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale. [18 ]**



**Figure II:5 Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses, avec déformation des gabions par endroit. [18]**



**Figure II:6 Etat décomprimée des argiles caractérisant le talus de déblai. [18]**



**Figure II:7 Vue générale du glissement. [18]**

### **II.2.7 Causes probables du glissement**

A partir de l'analyse et les observations de l'état des lieux on peut citer les principales causes ayant engendré le glissement et qui continue d'aggraver le risque de glissement sont :

- Présence de plusieurs sources en amont.
- Morphologie du terrain défavorable (pente et hauteur moyenne)
- Etat décomprimée des terrains en place constitué d'argile très plastique.
- Absence de système de drainage superficiel et profond.
- Suppression de butée en aval du talus.
- Utilisation de la zone comme gîte d'empreint par les entreprises.

Dans ce qui suit, nous allons détailler ces causes probables qui engendré ce glissement [18]

### **II.2.7.1 La pente du talus**

C'est un paramètre important car plus la pente est grande plus le risque de glissement est grand, et pour ce talus nous avons une pente moyenne maximale de 45° et en pourcentage est de 52% en amont du talus déduite à partir du 12 profil en travers topographique réalisé sur Auto CAD.

### **II.2.7.2 L'eau**

C'est le facteur le plus défavorable car il ramollit les sols et génère des pressions interstitielles (action de poussé dans le sens de la pente), cette eau peut provenir des pluies qui peuvent atteindre 736 mm par an (Draâ Essamar) est en absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales, les formations argileuses et marneuses sont souvent altérées et érodées donc propices aux mouvements de terrain.

### **II.2.7.3 La nature du terrain**

Les sols les plus affectés sont ceux qui ont des caractéristiques mécaniques faibles (sol de consistance molle à plastique) et /ou sensibles aux variations d'humidité, il s'agit d'argile et marne altérée dans notre cas.

Les marnes altérées présentent une grande porosité liée à leur remaniement et perdent une grande partie de leur cohésion en présence d'eau.

## II.3 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique des différentes couches de sol existant. ces formations seront utiles pour confirmer les hypothèses énoncées sur les origines probables du glissement et vont permettre de dimensionner une solution fiable et assure un bon confortement de la zone d'étude.

il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ...).

### II.3.1 Les essais in situ

Ils se résument en ce qui suit :

- Levé topographique à l'échelle 1/500 : il permet de relever tous les indices sur terrain et d'établir des profils servants de base de calcul de stabilité et dimensionnement des solutions de confortement.
- Sondages carottés : le plus important de cette campagne, ils permettent la confirmation des résultats des sondages pénétrométriques tout en permettant l'identification de la lithologie ainsi que l'échantillonnage nécessaire pour les essais en laboratoire.
- Un sondage de 40ml et l'autre de 15ml.

Leurs nombres dépendent de la superficie de la masse en mouvement, et seront au minimum de deux, un en amont et un en aval au cœur de la masse en mouvement.

Un sondage doit être équipé d'un piézomètre afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau souterraine dans le temps.

- Pénétromètres dynamiques poussés au refus : qui ont pour objectifs l'estimation de la résistance du sol en fonction de la profondeur et la détection du toit du substratum servant de fondation pour l'ouvrage de confortement, ces sondages sont distribués de manière à cerner l'ensemble du terrain affecté par le glissement [18]

### **II.3.2 Essais de laboratoire**

A partir des sondages carottés, des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire dans le but d'étudier les caractéristiques physique et mécaniques.

Du fait que la zone est en mouvement, la considération des caractéristiques des sols comme paramètres de calcul est primordial (essais mécaniques de type non drainés a la boite de cisaillement et drainés au triaxial) et nécessaire pour le calcul de stabilité.

La consistance des essais in situ programmés ainsi que les essais de laboratoire est donnée dans le tableau ci-dessous, l'implantation des essais in situ est mentionnée sur le plan d'implantation. [18]

### **II.3.3 Interpretation de la reconnaissance in situ et essais en Laboratoire**

#### **II.3.3.1 Essais in-situ**

Pour la reconnaissance in situ, il à été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation, il à été programmé et réalisé deux sondages carottés de 40 et 15m équipé de piézo de profondeur chacun. Aussi un pénétromètre dynamique de type lourd a été mobilisé sur site, des essais de pénétration dynamique sont réalisés et poussés jusqu'au refus. [18]

#### **II.3.3.2 Les sondages carottés**

L'examen des coupes de sondages réalisés au niveau du PK (5+250) , a permis de tirer la succession lithologique suivante

#### **Sondage N(01)**

Ce sondage situé à la côte 1004.4 m et implanté en amont de la chaussée foré jusqu' à 40mètre de profondeur, a recoupé une formation se résumant dans le tableau comme suit :

<b>Profondeurs</b>	<b>Couches</b>
De 0 à 8 m	Sable argileux moyen de couleur brunâtre à jaunâtre, avec des passages de grés.
De 8 à 13.5 m	Marne sableuse de couleur jaunâtre à grisâtre
De 13.5 à 15 m	Passage de grés
De 15 à 35.5 m	Marne très plastique de couleur grisâtre
De 35.5 à 40 m	Marne dure peu plastique de couleur grisâtre

### **Sondage N(02)**

Ce dernier situé à la côte 987.3 m, au niveau de la chaussée (accotement) et poussé jusqu' à 15m de profondeur. Ce sondage carotté a traversé sur sa totalité les formations suivantes :

<b>Profondeurs</b>	<b>Couches</b>
De 0 à 1.8 m	Remblai argileux
De 1.8 à 8 m	Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre
De 8 à 8.5 m	Grés
De 8.5 à 15 m	Marne dure et peu plastique et compacte de couleur grisâtre

### **Synthèse de la lithologie :**

Les deux sondages carottés montrent que le sous- sol du site est essentiellement composé de marne dure compacte grisâtre coiffé d'argile marneuse lâche et sensible à l'eau.

### **II.3.4 Essais aux pénétromètres dynamiques :**

#### **II.3.4.1 Principe de l'essai :**

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais

donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$Rd = \frac{M^2 H}{A e (M + P)} \quad \text{II-1}$$

M = masse du mouton.

H = hauteur de chute du mouton.

e = refus (pénétration moyenne par coup).

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P = poids des tiges.

#### II.3.4.2 Résultats des essais:

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

**Tableau II-2 Résultats d'essai pénétromètre dynamique.**

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 4	0 – 1.5	0 à 60	Argile décomprimée
	1.5 – 3	60 à 100	Marne peucompacte
	>3	>100	Marne compacte
PD 5	0 – 1.5	0 à 35	Argile décomprimée
	1.5 – 3	35 à 90	Marne peu compacte
	>3.5	>100	Marne compacte
PD 6	0 – 1.5	0 à 45	Argile décomprimée
	1.5 – 4.5	45 à 100	Marne peucompacte
	>4.5	>100	Marne compacte

**Synthèse des résultats :**

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit :

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie jusqu'à 3m de profondeur.

Les valeurs enregistrées montrent trois niveaux de résistance de l'ordre de :

- Argile décomprimée en pied de talus (0 à 1.5m) : résistance de 0 à 60bars.
- Marne tendre à dur en pied de talus(>3.5m) : résistance supérieure à 60 à 100bars.

L'allure des pénétrogrammes en forme de dents de scie met en évidence le caractère argilo-Sablo graveleuse de la formation traversée.

### II.3.5 Regime hydrologique

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. La pluviométrie, assez forte de la région avec épisodes neigeux.

Un suivi piézométrique à été effectué dont les résultats sont ci-dessous :

**Tableau II-2 Résultats d'essai piézométrique. [18]**

<b>Sondage n°</b>	<b>SC2</b>
Date de lecture	07/06/2019
Niveau (m)	-2

Le niveau de la nappe phréatique mesuré en mois de Mars se situe à 2m à partir du niveau du terrain naturel

### II.3.6 Essais de laboratoire

#### II.3.6.1 Programme d'essai

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux normes en vigueur et qui sont :

##### 1) Essais physiques

Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation.

Mesure du degré de saturation.

Mesure des densités.

Analyses granulométriques.

Limites d'Atterberg.

##### 2) Essais mécaniques

Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande de type de drainé CD.

Essais de cisaillement au triaxial UU.

### II.3.6.2 Présentation des résultats et interprétation

#### 1. Couche d'Argile sableuse

##### A. Essais physiques

- **Humidité**

- Teneur en eau ( $\omega$ ) : est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pourcentage % :
- Poids volumique sèche ( $\gamma_d$ ) : C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenue dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau.
- Poids volumique humide ( $\gamma_h$ ) : C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel.
- Degré de saturation ( $S_r$ )

**Tableau II-3 Résultats des essais physiques (Teneur en eau, Poids volumique sèche, Poids volumique humide, Degré de saturation) [18]**

SC N°	Profondeur (m)	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	Interprétation
SC 03	6.8–7.5	17.25	18	21.1	93	Sol détrempe, moyenne.
SC 04	2.6 – 3	22.64	16.5	20.3	96	Sol détrempe, moyenne.
	5.3 – 5.7	21.21	17.1	20.7	98	Sol détrempe, moyenne.

Les poids volumique sèches sont de 16.5 à 18 KN/m<sup>3</sup>, un degré de saturation entre 93 à 98% et les teneurs en eau naturelle varient de 17.25 à 22.64%. Ces matériaux sont moyennement compacts, détrempe.

- **Granulométrie**

Elle consiste à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon

% < 2mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm .

% < 80  $\mu$ m : Pourcentage des passants inférieurs à 80  $\mu$ m.

**Tableau II-4 Résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80  $\mu$ m) [18]**

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 $\mu$	Classification selon L.C.P.C
SC03	6.8 – 7.5	68	80	Sol fin
	2.6 – 3	0	100	Sol fin
SC 04	5.3 – 5.7	0	100	Sol fin

- **Limites d'Atterberg**

Le but de cet essai est de définir conventionnellement les limites entre ces états :

limite de liquidité **WL** : caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide.

Limite de plasticité **WP** : caractérise la transition entre un état solide et un état plastique.

Indice de plasticité **Ip** = **WL** – **WP**

**Tableau II-5 Résultats des essais physiques (limite de liquidité, Limite de plasticité, Indice de plasticité, Indice de consistance) [18]**

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC 03	6.8–7.5	57	28	29	Sol argileux, très plastique, dure.
SC 04	2.6 – 3	56.3	25.3	31	Sol argileux, très plastique, dure.
	5.3 – 5.7	56.75	23.43	33	Sol argileux, très plastique, dure.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 17.25 à 22.64 % et de limite de liquidité de 56.3 à 57 % et des indices de plasticité de 29 à 33 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles très plastiques .

## B. Essais mécaniques

L'objectif des essais mécaniques est de déduire les valeurs des paramètres mécaniques  $\phi$  et C caractérisant le comportement du sol.

### • Essais à la boîte de Casagrande

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisés à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

A long terme CD

**Tableau II-6 résultats d'essai cisaillement à la boîte de Casagrande[18]**

Sondage	Cohésion C'(kpa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)
<b>SC 04 (2.6–3)</b>	<b>5</b>	<b>30.9</b>

### • Essais au triaxial

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

**Tableau II-7 Résultats Des essais triaxiaux de type UU**

Sondage	Cohésion C (kpa)	Angle de frottement (°)
<b>SC 03 (6.8 – 7.5)</b>	<b>69</b>	<b>3.29</b>
<b>SC 04 (5.3 – 5.7)</b>	<b>71</b>	<b>2.84</b>

## C. Homogénéité

### a. Homogénéité des poids volumique $\gamma$

#### • Poids volumique sec $\gamma_d$

Sc 03 on a une seule profondeur de sondage : [6.8–7.5]m

Sc 04 on a deux profondeurs de sondage dans cette couche : [2.6 – 3] m ; [5.3 – 5.7] m

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{1.65+1.71+1.8}{3} = 1.72 \text{ t/m}^3$$

$$SD = \sqrt{\frac{(1.65-1.72)^2+(1.71-1.72)^2+(1.8-1.72)^2}{3}} = 0.061 \text{ t/m}^3$$

$$COV = \frac{SD}{\gamma} = \frac{0.061}{1.72} = 0.0358 \times 100 = 3.58\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $\gamma_d = 1,72 \text{ t/m}^3$

$$\Rightarrow \gamma_d = 17.2 \text{ kpa}$$

• **Le poids volumique humide  $\gamma_h$**

Sc 03 on a une seule profondeur de sondage : [6.8–7.5]m

Sc 04 on a deux profondeurs de sondage dans cette couche : [2.6 – 3]m ; [5.3 – 5.7] m

$$\gamma_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{2.11+2.03+2.07}{3} = 2.07 \text{ t/m}^3$$

$$SD = \sqrt{\frac{(2.11-2.07)^2+(2.03-2.07)^2+(2.07-2.07)^2}{3}} = 0.032 \text{ t/m}^3$$

$$COV = \frac{SD}{\gamma} = \frac{0.032}{2.07} = 0.0157 \times 100 = 1.57\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $\gamma_h = 2,07 \text{ t/m}^3$

$$\Rightarrow \gamma_h = 20.7 \text{ kpa}$$

**b. degré de saturation  $S_r$  (%)**

$$S_r = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{93+96+98}{3} = 95.66\%$$

$$SD = \sqrt{\frac{(93-95.66)^2+(96-95.66)^2+(98-95.66)^2}{3}} = 2.05\%$$

$$COV = \frac{SD}{S_r} = \frac{2.05}{95.66} = 0.0214 \times 100 = 2.14\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $S_r = 95.66\%$

**c. Teneur en eaux  $\omega$  (%)**

$$\omega = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{17.25+22.64+21.21}{3} = 20.36\%$$

$$SD = \sqrt{\frac{(17.25-20.36)^2+(22.64-20.36)^2+(21.21-20.36)^2}{3}} = 2.27\%$$

$$COV = \frac{SD}{Sr} = \frac{2.27}{20.36} = 0.1114 \times 100 = 11.14\% > 10\%$$

Donc : le sol n'est pas homogène, alors on prend la valeur minimale  $\omega = 17.25\%$

**d. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés  $C_u$ ;  $\varphi$** 

$$C_u = \frac{\sum C_u}{N} = \frac{0.69+0.71}{2} = 0.70 \text{ bar}$$

$$SD = \sqrt{\frac{(0.69-0.70)^2+(0.71-0.70)^2}{2}} = 0.01 \text{ bar}$$

$$COV = \frac{SD}{C_u} = \frac{0.01}{0.70} = 0.0142 \times 100 = 1.42\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $C_u = 0.70 \text{ bar}$

$$\Rightarrow C_u = 70 \text{ KPa}$$

$$\varphi_u = \frac{\sum \varphi_u}{N} = \frac{3.29+2.84}{2} = 3.065^\circ$$

$$SD = \sqrt{\frac{(3.29-3.065)^2+(2.84-3.065)^2}{2}} = 0.225^\circ$$

$$COV = \frac{SD}{\varphi_u} = \frac{0.225}{3.065} = 0.0734 \times 100 = 7.34\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $\varphi_u = 3.065^\circ$

**2. Couche de Marne****A. Essais physiques**

- Humidité**

$\omega_{nat}$  : Teneur en eau naturelle,  $\omega_{sat}$  : Teneur en eau de saturation,  $\gamma_d$  : Densité sèche  
 $\gamma_h$  : Densité humide,  $S_r$  : Degré de saturation

**Tableau II-8 Résultats des essais physiques [18]**

SC N°	Profondeur (m)	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	Interprétation
SC 03	15– 16.8	14.03	19.6	22.4	100	Sol saturé, dur.
	22.8– 23.3	19.72	17.6	21.1	100	Sol saturé, moyen.
	24– 24.6	20.91	17.6	21.3	100	Sol saturé, moyen.
SC 04	13.65–14	20.84	17.2	20.7	99	Sol détrempe, moyen.

Les densités sèches sont de 17.2 à 19.6 kPa, un degré de saturation entre 99 à 100% et les teneurs en eau naturelle varient de 14.03 à 20.91%. Ces matériaux sont faibles, moyens à compacts, saturés à détrempe.

- **Granulométrie**

% < 2mm: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.

% < 80  $\mu$ m: Pourcentage des passants inférieurs à 80  $\mu$ m.

**Tableau II-9 Résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80  $\mu$ m) [18].**

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 $\mu$	Classification selon L.C.P.C
SC03	15 – 16.8	28	0	Sol grenus
	22.8–23.3	100	88	Sol fin
	24 – 24.6	68	50	Sol grenus
SC 04	13.65 – 14	0	100	Sol grenus

- **Limites d'Atterberg**

WL : limite de liquidité, WP : Limite de plasticité, IP : Indice de plasticité (  $I_p = WL - WP$  )

**Tableau II-10 Résultats des essais physiques [18]**

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC 03	15– 16.8	27.1	17.4	9.7	Sol grenus, peu plastique, dure.
	22.8–23.3	56.2	25.8	30.4	Sol argileux, très plastique, dure.
	24 - 24.6	62	27.4	34.6	Sol argileux, très plastique, moyen.
SC 04	13.65 - 14	57.9	28.4	29.5	Sol argileux, très plastique, moyen.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 14.03 à 20.91 % et de limite de liquidité de 27.1 à 62 % et des indices de plasticité de 9.7 à 34.6 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles peu a très plastiques (Ap,At).

## B. Essais mécaniques

- **Essais à la boîte de Casagrande**

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisés à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

**Tableau II-11 résultats d'essai cisaillement à la boîte de Casagrande[18]**

Sondage	Cohésion $C'$ (kpa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)
<b>SC 04 (10.6-10.95)</b>	<b>23.78</b>	<b>8</b>

- **Essais au triaxial**

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Tableau II-12 Résultats Des essais triaxiaux de type UU

Sondage	Cohésion C (kpa)	Angle de frottement (°)
SC 03 (15 – 16.8)	68	4.76
SC 03 (22.8 – 23.3)	60	1.29
SC 03 (24 – 24.6)	50	3.73
SC 04 (10.6- 10.95)	118	3.22

### C. Homogénéité

#### a. Homogénéité des poids volumique $\gamma$

- Poids volumique sec  $\gamma_d$ :

Sc 03 on a trois profondeurs de sondage : [15 – 16.8]m ; [22.8 – 23.3]m ; [24 – 24.6]m  
 Sc 04 on a une seule profondeur de sondage : [10.6- 10.95]m

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{1.96+1.76+1.76+1.72}{4} = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$SD = \sqrt{\frac{(1.96-1.8)^2+(1.76-1.8)^2+(1.76-1.8)^2+(1.72-1.8)^2}{4}} = 0.938 \text{ t/m}^3$$

$$COV = \frac{SD}{\gamma} = \frac{0.938}{1.8} = 0.052 \times 100 = 5.2\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $\gamma_d=1,8 \text{ t/m}^3$

$$\Rightarrow \gamma_d=18 \text{ kpa}$$

- Le poids volumique humide  $\gamma_h$

Sc 03 on a trois profondeurs de sondage : [15 – 16.8]m ; [22.8 – 23.3]m ; [24 – 24.6]m  
 Sc 04 on a une seule profondeur de sondage : [10.6- 10.95]m

$$\gamma_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{2.24+2.11+2.13+2.07}{4} = 2.137 \text{ t/m}^3$$

$$SD = \sqrt{\frac{(2.24-2.13)^2+(2.11-2.13)^2+(2.13-2.13)^2+(2.07-2.13)^2}{4}} = 0.634 \text{ t/m}^3$$

$$COV = \frac{SD}{\gamma} = \frac{0.634}{2.13} = 0.029 \times 100 = 2.9\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $\gamma_h = 2.13 \text{ t/m}^3$

$$\Rightarrow \gamma_h = 21.3 \text{ kpa}$$

### b. degré de saturation $S_r$ (%)

$$S_r = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{100+100+100+99}{4} = 99.75\%$$

$$SD = \sqrt{\frac{(100-99.75)^2+(100-99.75)^2+(100-99.75)^2+(100-99.75)^2}{4}} = 0.433\%$$

$$COV = \frac{SD}{S_r} = \frac{0.433}{99.75} = 0.0043 \times 100 = 0.43\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :  $S_r = 99.75\%$

### c. Teneur en eaux $\omega$ (%)

$$\omega = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{14.03+19.72+20.91+20.84}{4} = 18.87\%$$

$$SD = \sqrt{\frac{(14.03-18.87)^2+(19.72-18.87)^2+(20.91-18.87)^2+(20.84-18.87)^2}{4}} = 2.836\%$$

$$COV = \frac{SD}{\omega} = \frac{2.836}{18.87} = 0.1503 \times 100 = 15.03\% > 10\%$$

Donc : le sol n'est pas homogène, alors on prend la valeur minimale  $\omega = 14.03\%$

### d. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés $C_u$ ; $\phi$

$$C_u = \frac{\sum C_u}{N} = \frac{0.68+0.6+0.5+1.18}{4} = 0.74 \text{ bar}$$

$$SD = \sqrt{\frac{(0.68-0.74)^2+(0.6-0.74)^2+(0.5-0.74)^2+(1.18-0.74)^2}{4}} = 2.619 \text{ bar}$$

$$COV = \frac{SD}{C_u} = \frac{2.619}{0.74} = 0.353 \times 100 = 35.3\% > 10\%$$

Donc : le sol est non homogène donc on prend la valeur minimale :  $C_u = 0.50 \text{ bar}$

$\Rightarrow C_u = 50 \text{ kpa}$

$$\varphi_u = \frac{\sum \varphi_u}{N} = \frac{4.76+1.29+3.73+3.22}{4} = 3.29^\circ$$

$$SD = \sqrt{\frac{(4.76-3.25)^2+(1.29-3.25)^2+(3.73-3.25)^2+(3.22-3.25)^2}{4}} = 1.26^\circ$$

$$COV = \frac{SD}{\varphi_u} = \frac{1.26}{3.25} = 0.387 \times 100 = 38.7\% > 10\%$$

Donc : le sol est non homogène donc on prend la valeur minimale :  $\varphi_u = 3.29^\circ$

**Table II-13 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement non drainé).**

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques			
	Poids volumique (kN / m <sup>3</sup> )		Cohésion C <sub>u</sub> (kpa)	Angle de frottement φ <sub>U</sub> (°)
	γ <sub>sat</sub>	γ <sub>h</sub>		
Argile sableuse	20.83	20.7	70	3.06
Marne	21.34	21.3	50	3.29

**Tableau II-14 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol  
(comportement drainé).**

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques			
	Poids volumique (kN / m <sup>3</sup> )		Cohésion C' (kpa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)
	$\gamma_{sat}$	$\gamma'$		
<b>Argile sableuse</b>	20.83	10.83	<b>05</b>	<b>30.9</b>
<b>Marne dure</b>	21.34	11.34	23.78	8

#### II.4 Conclusion:

Pour comprendre les causes du glissement et proposer une solution de confortement de notre cas, en se basant sur les résultats d'essais géotechniques réalisés au laboratoire et in-situ, on a défini les paramètres physiques et mécaniques de chaque couche.

Par les essais in situ le pénétromètre dynamique et les sondages carotté le sol est composé de deux couches, une couche d'argile sableuse monté sur une couche de marne dure.

Les essais du laboratoire nous ont montré que les deux couches ont des faibles résistances.

L'essai piézométrique effectué nous a montré que la nappe phréatique est à 2m de profondeur.

# Chapitre III

## **Modélisation numériques**

### **III Modélisation numériques**

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

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement, cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement. Pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus on utilise des logiciels analytiques. Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des ponts (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE, GEO5). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 2D

#### **III.2 Présentation de logiciel Plaxis2D**

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle 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, ainsi donnée des résultats plus proche 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 [1]

##### **III.2.1 Etape de modélisation**

##### **III.2.2 Réglages généraux**

La fenêtre des réglages généraux apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu

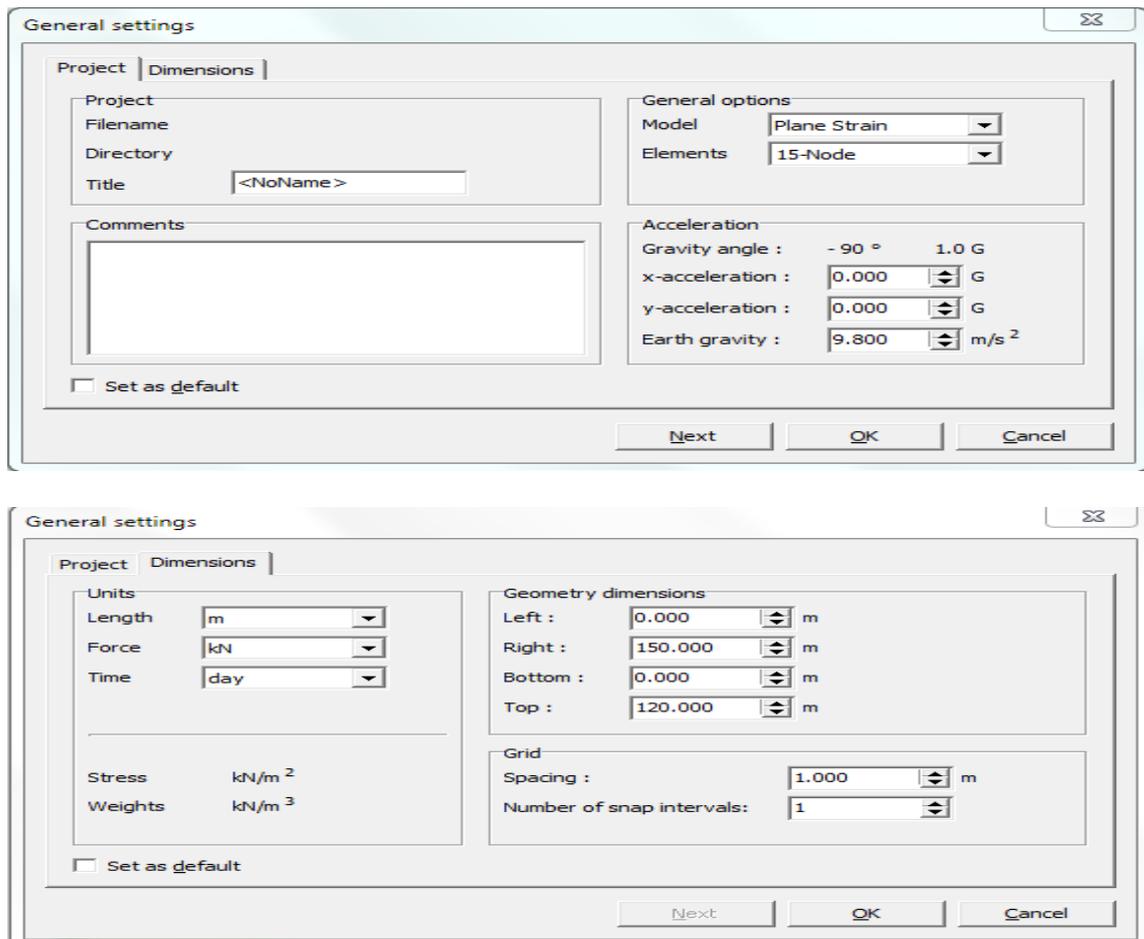


Figure III:1 Description général du projet

### III.2.3 Modélisation numérique du glissement

Le profil géométrique adopté pour la modélisation de talus de 115 m de largeur et 33 m de hauteur, est constitué de deux couches de sol, une couche d'argile sableuse reposant sur une couche de marne dure. La charge d'exploitation est de l'ordre de  $Q=20 \text{ kN/m}^2$  (surcharge routière) dans le cas où elle existe.

#### III.2.3.1 Les caractéristiques géométriques du talus modélisé

- La géométrie du talu est décrite dans un repère cartésien oxy, l'axe ox étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval (de la gauche vers la droite) et l'axe oy dirigé verticalement vers le haut. Le profil est décrit par des segments reliant un ensemble de points.

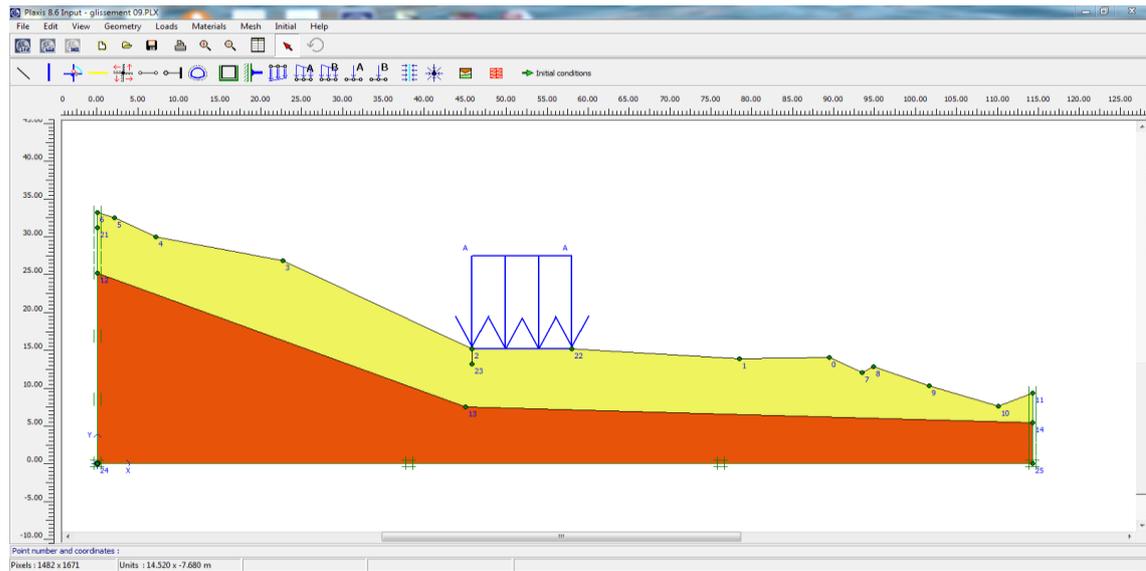


Figure III:2 Modélisation du talus

Argile sableuse  
 marne dure

Tableau III-1 Coordonnées de la géométrie du talus.

N° point	0	1	2	3	4	5	6	7	8
X (m)	89.42	78.42	45.805	22.68	7.18	2.07	0.00	93.42	94.86
Y (m)	14.09	13.86	15.179	26.910	30.02	32.510	33.2	12.03	12.82
N° point	9	10	11	12	13	14	15	16	17
X (m)	101.61	110.11	114.25	0.00	45.00	114.25	0.00	58.012	45.805
Y(m)	10.35	7.60	9.330	25.20	7.50	5.461	31.20	15.179	13.179
N° point	18	19	/	/	/	/	/	/	/
X (m)	0.00	0.00	/	/	/	/	/	/	/
Y(m)	114.25	0.00	/	/	/	/	/	/	/

### III.2.3.2 Maillage

Après définir les deux couches qui existent, il faut faire le maillage de notre géométrie qui est très fin pour assurer la précision dans les calculs, voici la figure qui le présente

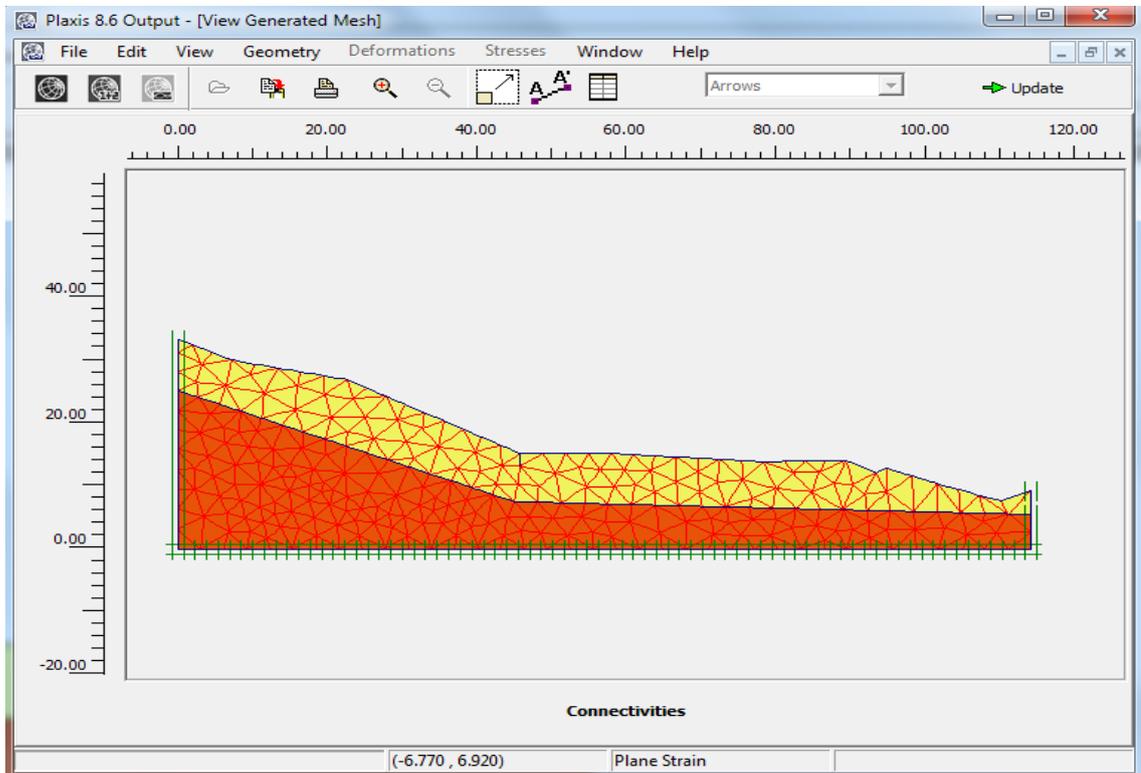


Figure III:3 Maillage en éléments finis du profil

### III.3 Calcul et vérification de stabilité de talus

Dans le cas d'une étude statique des talus le coefficient de sécurité doit être supérieur ou égal à **1,5**. Nous avons effectué des calculs de la stabilité du talus par un modèle **élasto-plastique**, on utilise **Mohr-coulomb** par ce qu'il donne des bons résultats et des estimations proches à la réalité avec les roches, les sols...etc  
Plusieurs types de calcul de la stabilité du talus ont été examinés :

### III.3.1 Comportement non drainé (UU) à court terme

Tableau III-2 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement non drainé).

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques			
	Poids volumique (kN / m <sup>3</sup> )		Cohésion CU(kpa)	Angle de frottement $\phi_U$ (°)
	$\gamma_{sat}$	$\gamma_h$		
Argile sableuse	20.83	20.7	70	3.06
Marne	21.34	21.3	50	3.29

#### III.3.1.1 Calcul de Fs sous chargement gravitaire seul

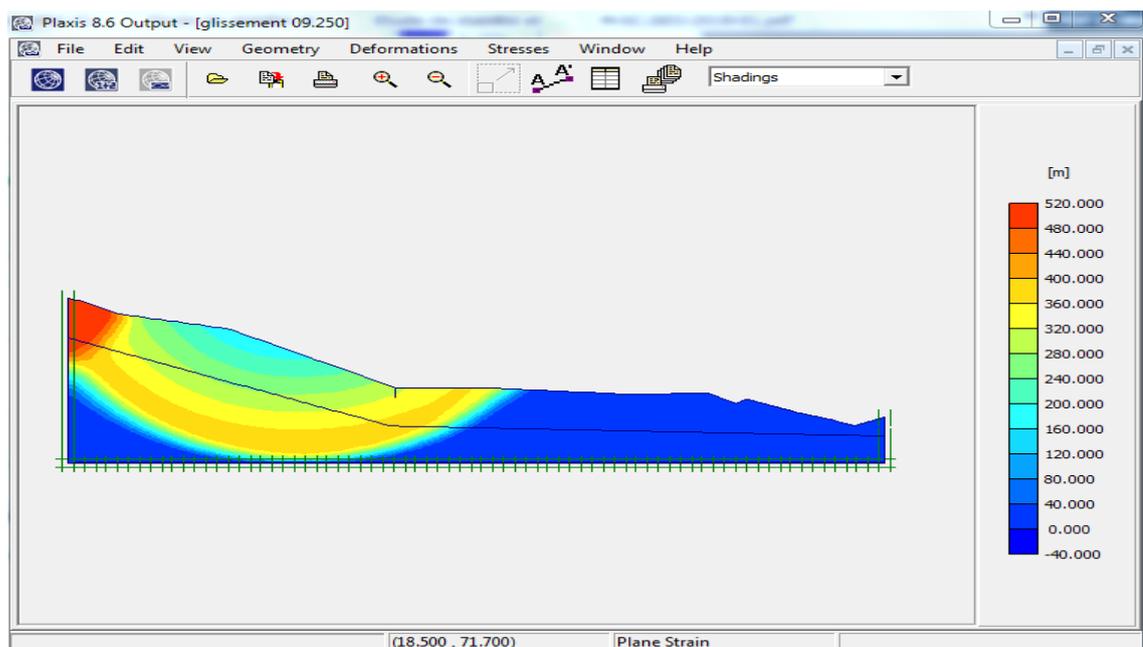


Figure III:4 Cercle de glissement

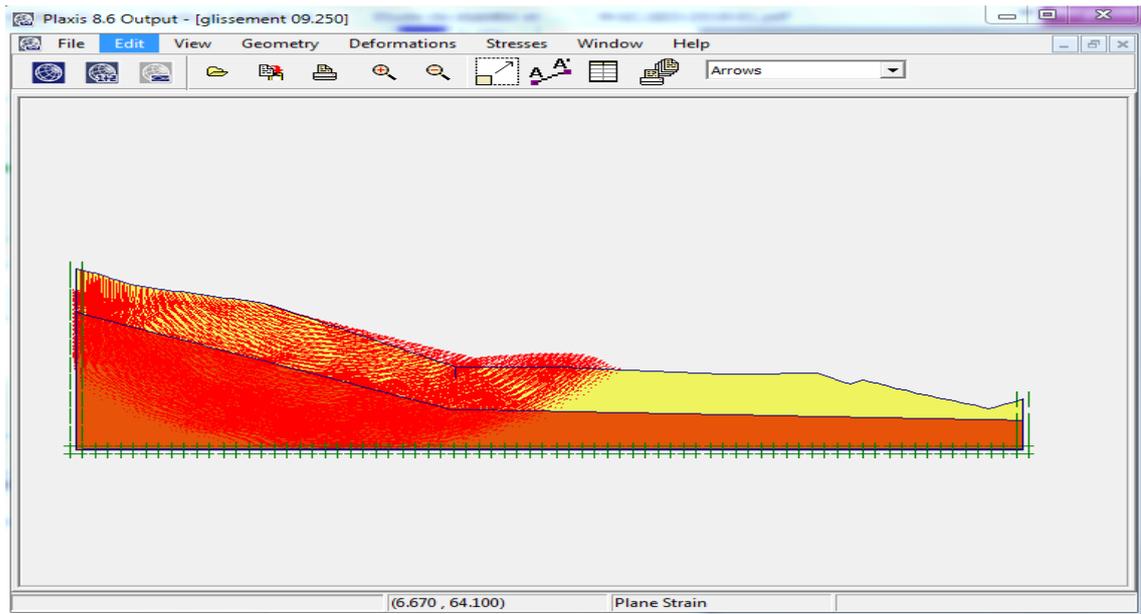


Figure III:5 le déplacement totale

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	250 of 250	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.500
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma$ -Msf:	0.759
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure III:6 Coefficient de sécurité du talus

- Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=0.759**

### III.3.1.2 Calcul de Fs en présence de la nappe phréatique

En présence de la nappe phréatique située a 2m de profondeur au mois de juillet

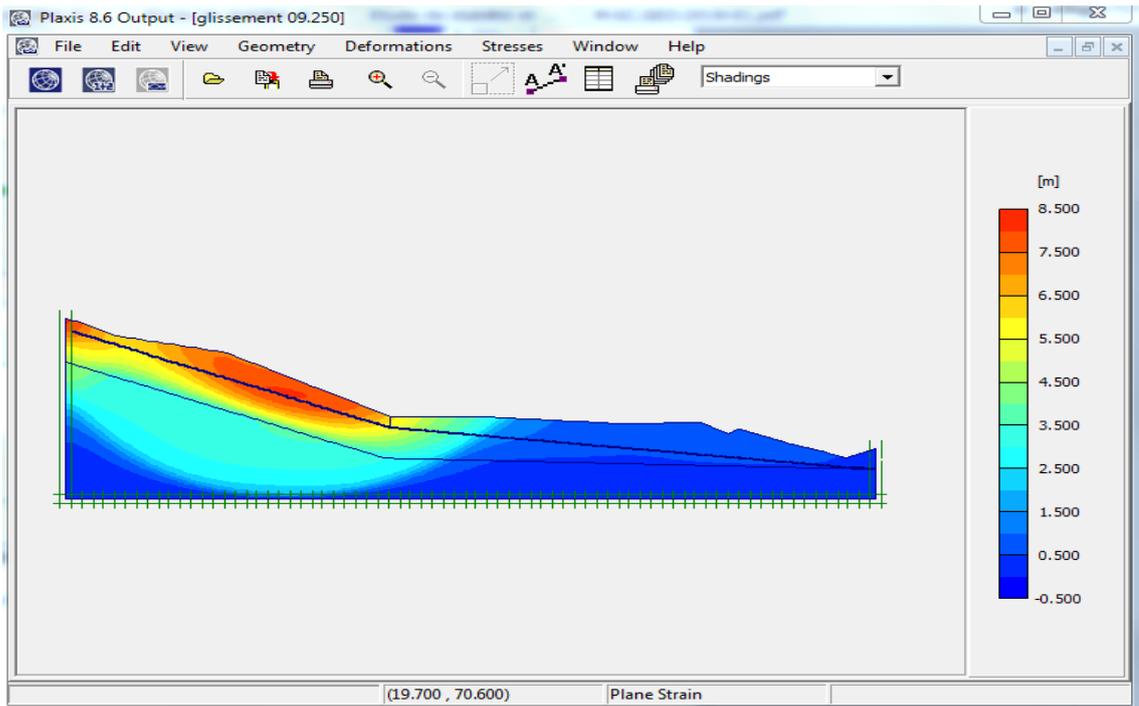


Figure III:7 Cercle de glissement

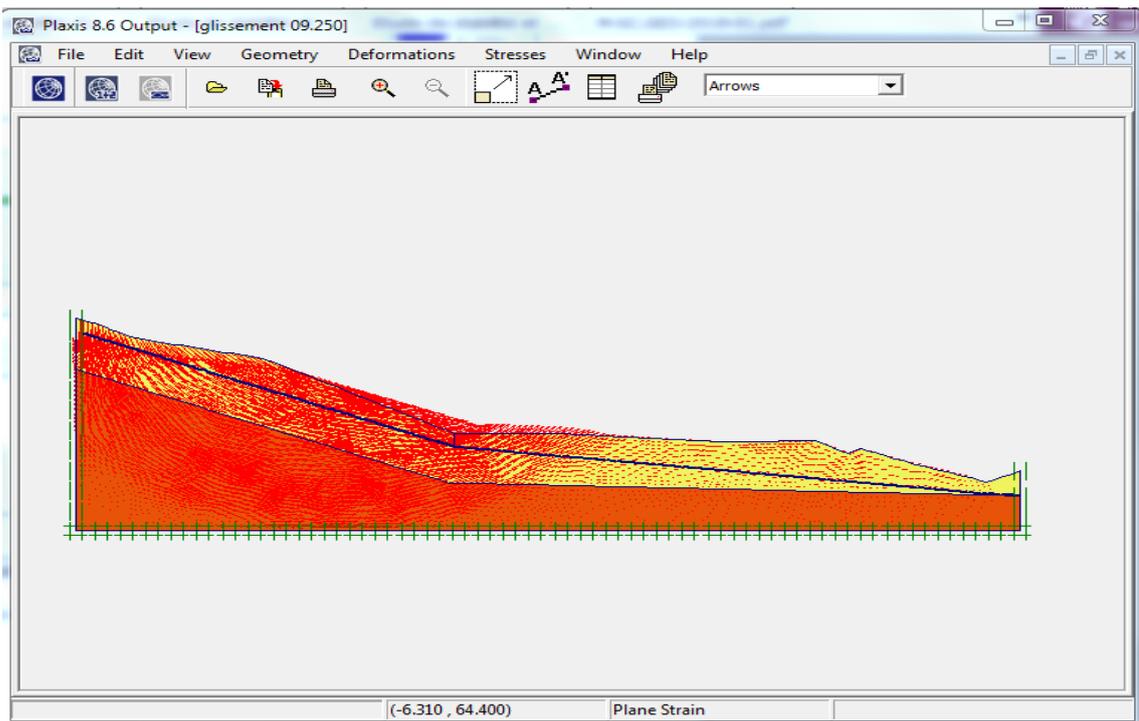


Figure III:8 le déplacement totale

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	250 of 250	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.500
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma$ -Msf:	0.704
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

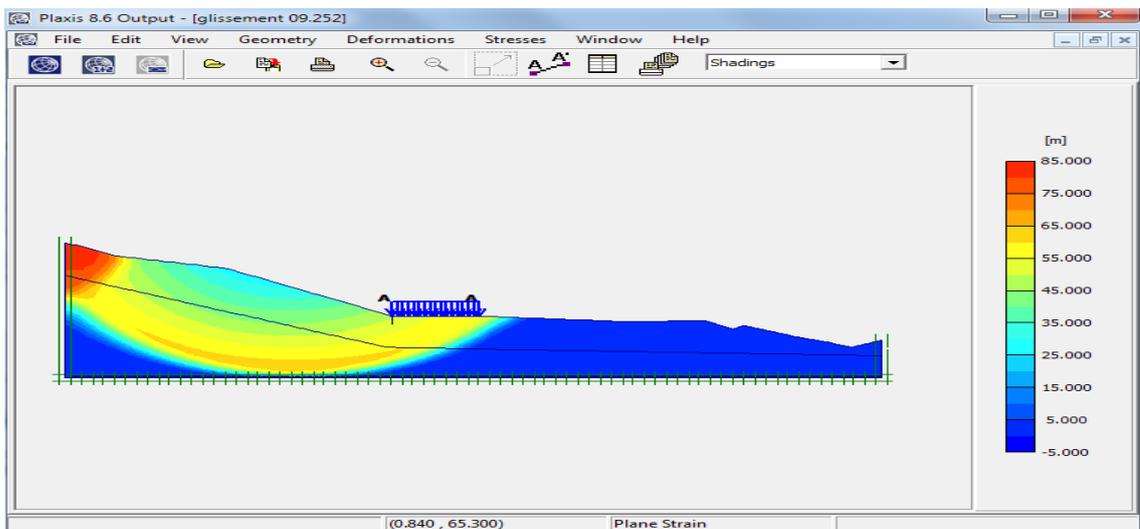
**Figure III:9 Coefficient de sécurité du talus**

- Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS en présence de la nappe a 2m de profondeur est de **F=0.704**

Il ya une influence directe de la nappe phréatique sur la stabilité de terrain légèrement défavorable, (diminution de facteur de sécurité environs de 8% par rapport à l'état initial) .

### III.3.1.3 Calcul de Fs sous chargement gravitaire + charge d'exploitation

La charge d'exploitation est de l'ordre de  $Q=20 \text{ kN/m}^2$  (surcharge routière)



**Figure III:10 Cercle de glissement**

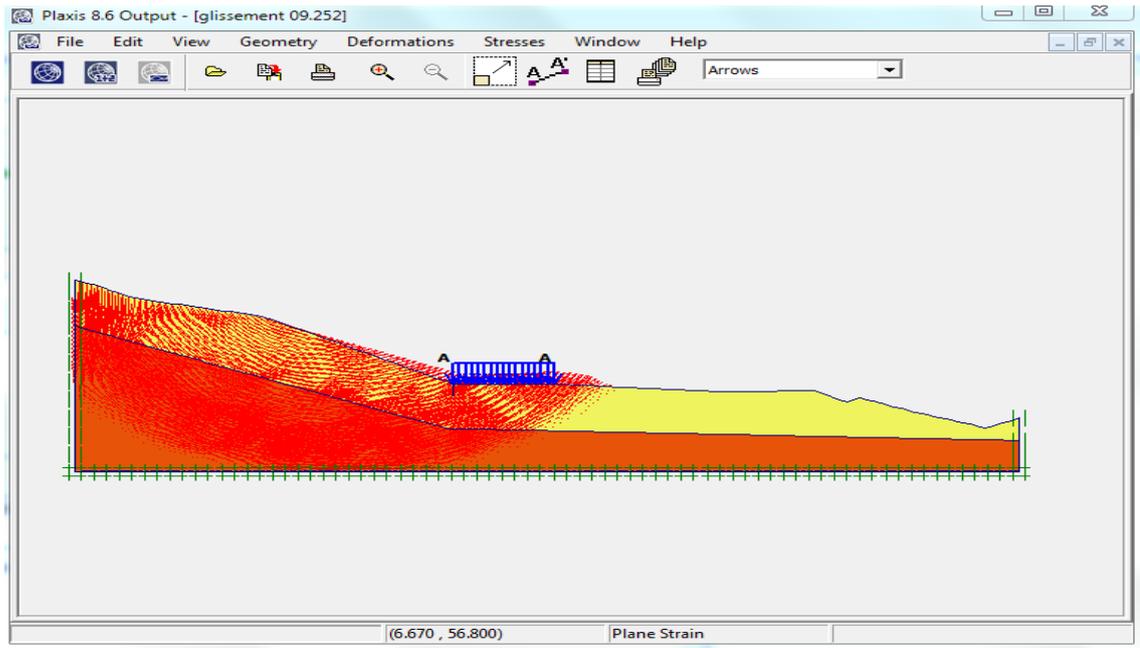


Figure III:11 le déplacement totale

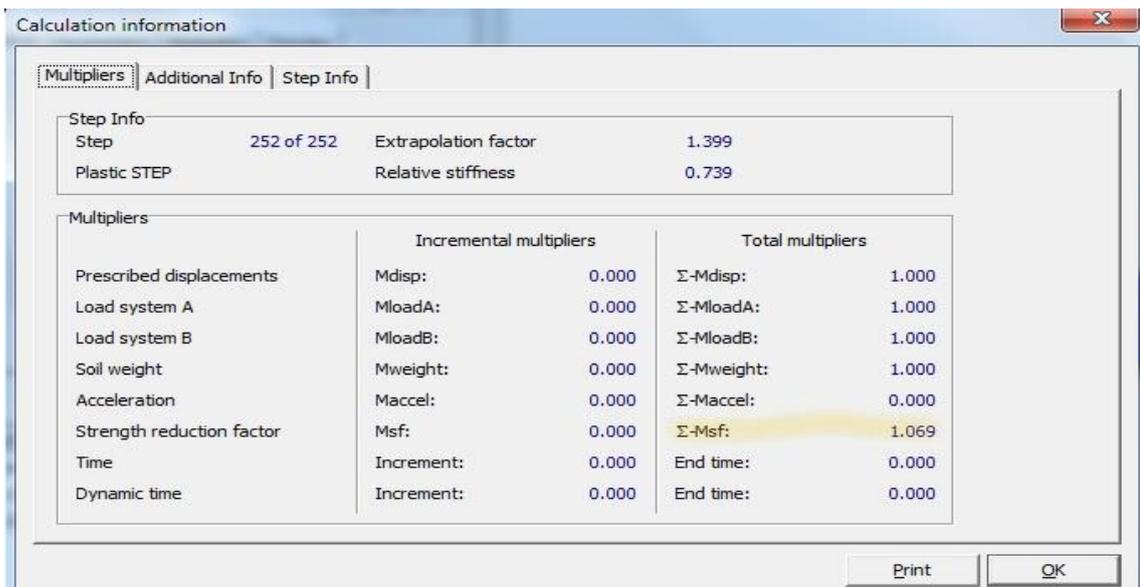


Figure III:12 Coefficient de sécurité du talus

Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=1.069**

**Commentaire :** la présence de la charge est favorable, car elle a augmenté le facteur de sécurité de 40 % environ par rapport à l'état initial, mais on tient à préciser que la charge utilisée dans la simulation est statique alors qu'en réalité la charge roulante est dynamique

### III.3.1.4 Calcule de $F_s$ avec la nappe phréatique + charge d'exploitation

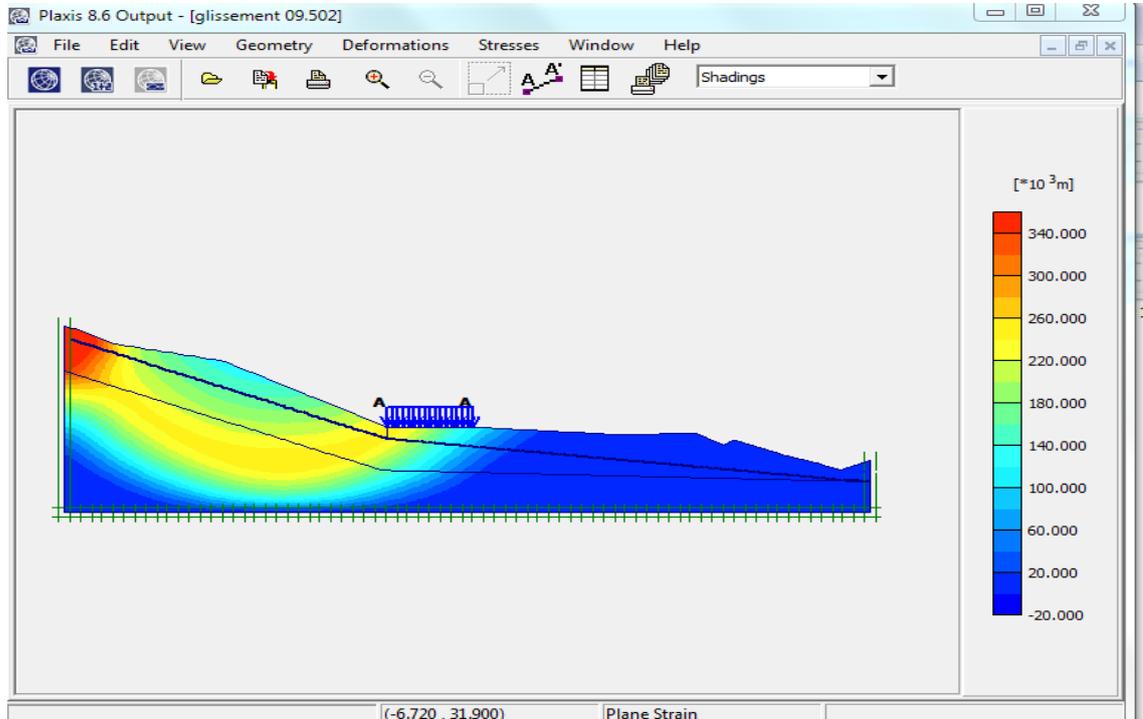


Figure III:13 Cercle de glissement

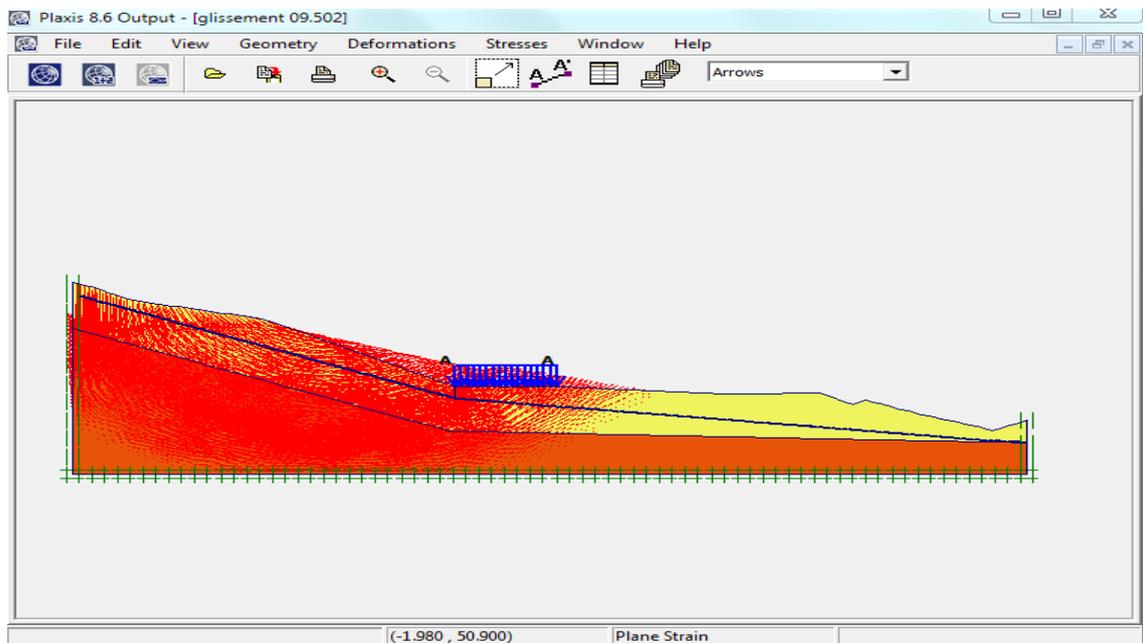
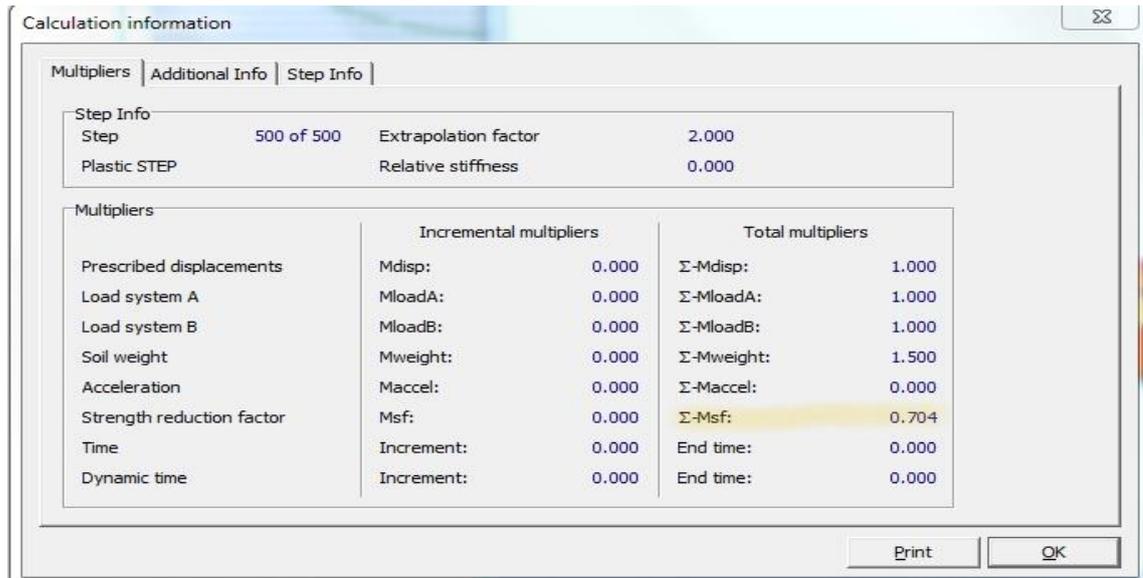


Figure III:14 le déplacement totale



**Figure III:15 Coefficient de sécurité du talus**

Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=0.704** ,

### III.3.2 Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis 2D, on constate que les valeur des coefficients de sécurité est inférieure à 1,5. Donc le talus est instable.

L'analyse des résultats du calcul de facteur de sécurité du terrain montre que :

- le talus est instable a cause de sous chargement gravitaire(poids propre).
- il y a une influence favorable de surcharge routière sur la stabilité du talus .
- La nappe aussi fait diminuer légèrement le facteur de sécurité environs de 8% par rapport à l'état initial

En récapitulant les facteurs de l'instabilité de notre site, nous avons trouvé que la présence de la nappe phréatique et la surcharge gravitaire sont les deux facteurs menaçant la stabilité, par contre le chargement en butée (la surcharge) il a aucune influence sur le facteur de sécurité

### III.3.3 Comportement drainé (CD) à long terme

Tableau III-3 Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement drainé).

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques			
	Poids volumique (kN / m <sup>3</sup> )		Cohésion C' (kpa)	Angle de frottement $\phi'$ (°)
	$\gamma_{sat}$	$\gamma'$		
Argile sableuse	20.83	10.83	05	30.9
Marne dure	21.34	11.34	23.78	8

#### III.3.3.1 Calcul de Fs sous chargement gravitaire seul

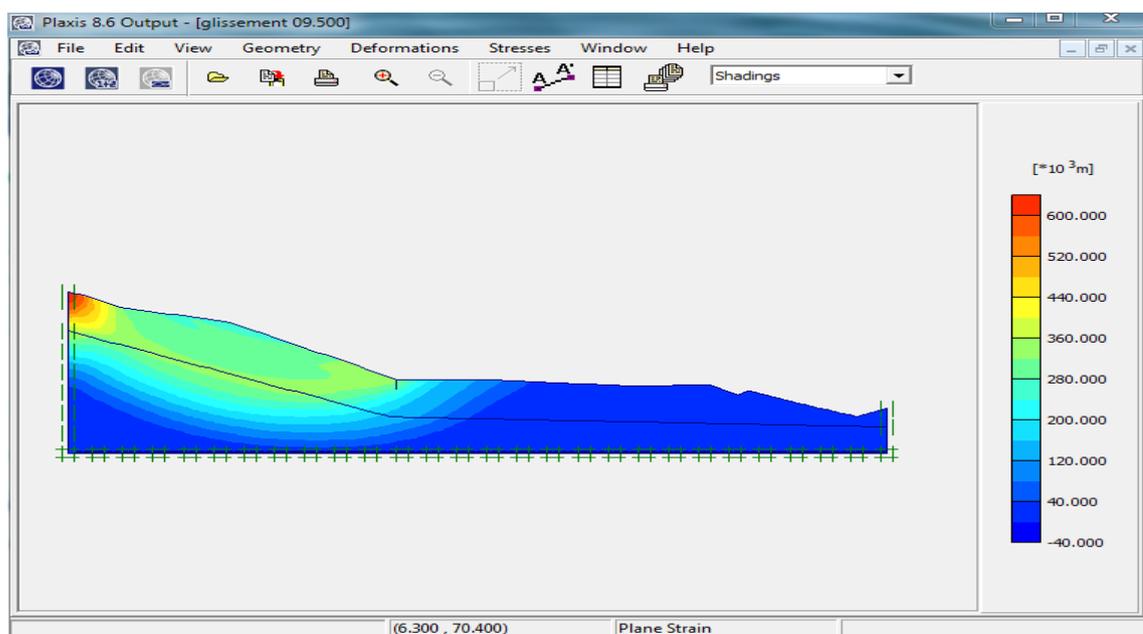


Figure III:16 Cercle de glissement

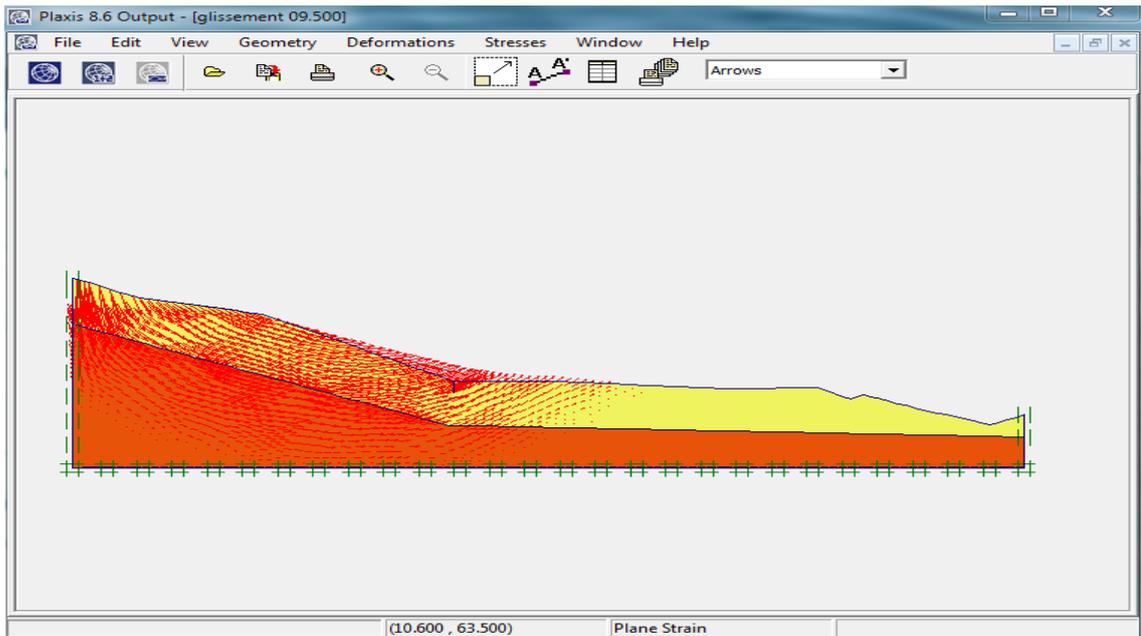


Figure III:17 le déplacement totale

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info		Step Info	
Step	500 of 500	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

Multipliers	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma$ -Msf:	1.574
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure III:18 Coefficient de sécurité du talus

- Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=1.574**

Sous chargement gravitaire seul a long terme on a **Fs=1.574 > 1.5** donc le terrain est stable dans les condition drainé

## III.3.3.2 Calcul de Fs en présence de la nappe phréatique

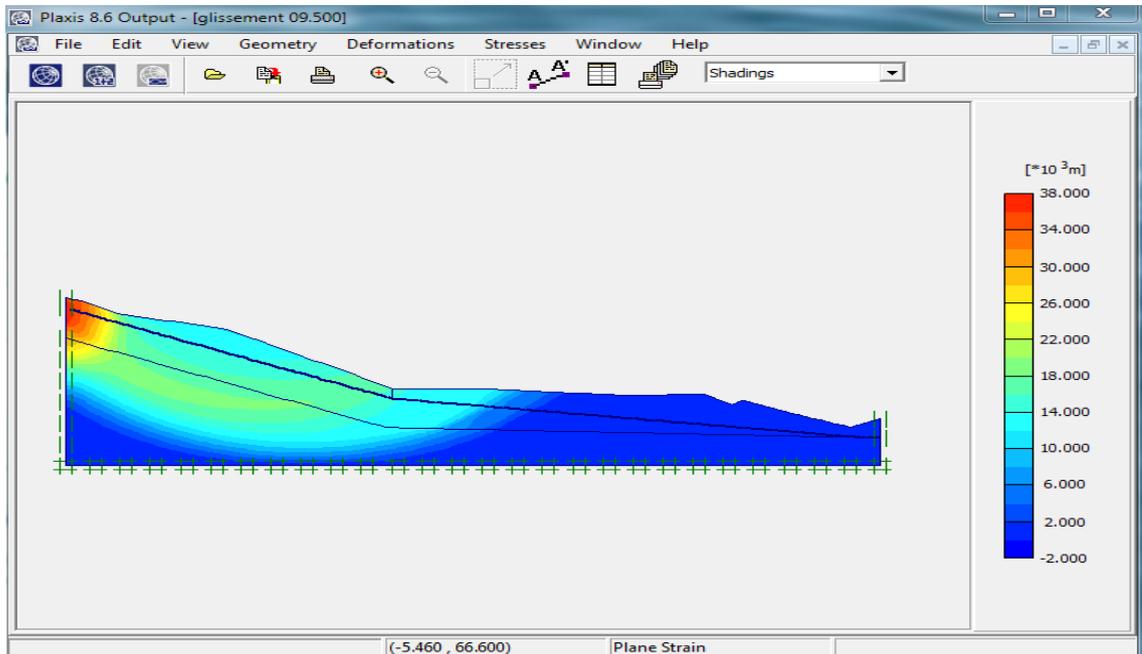


Figure III:19 Cercle de glissement

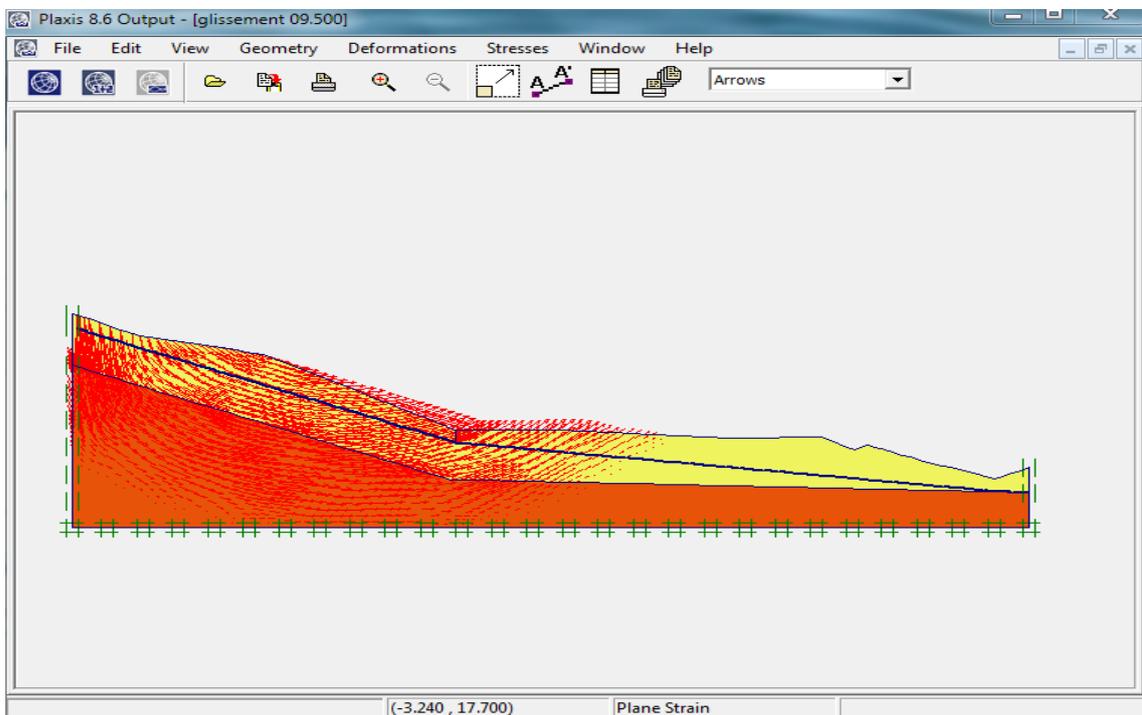


Figure III:20 le déplacement total



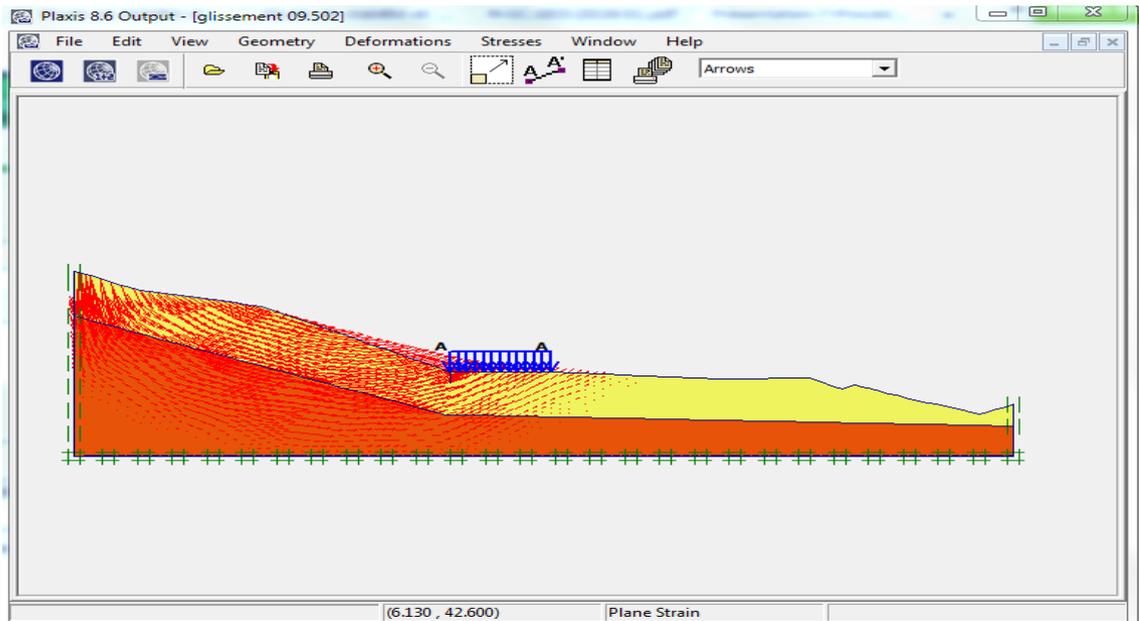


Figure III:23 le déplacement totale

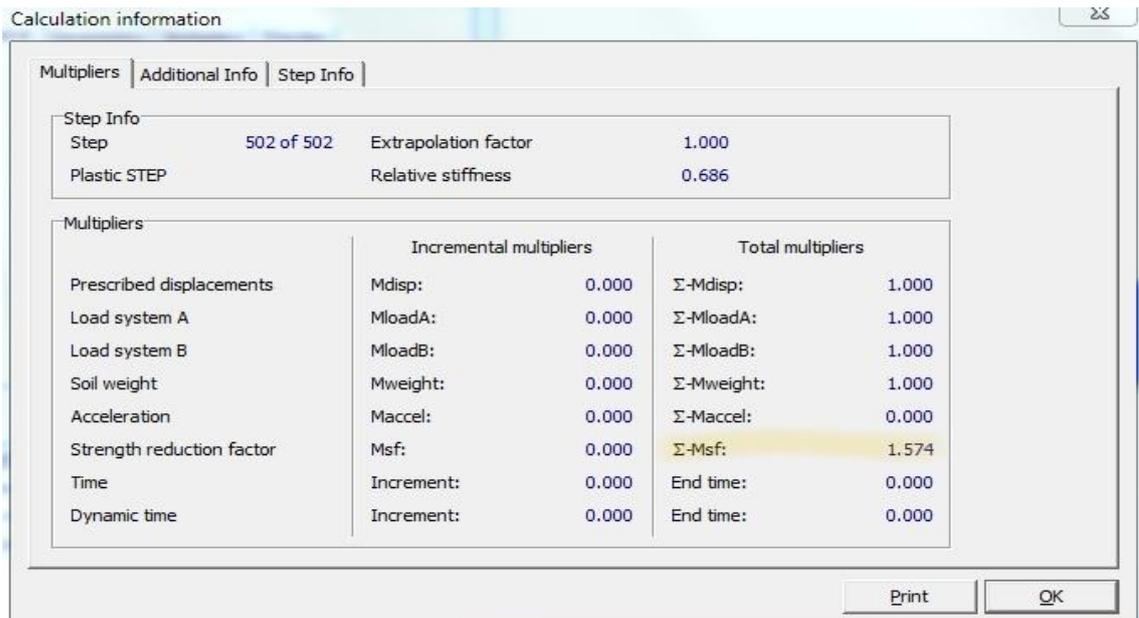
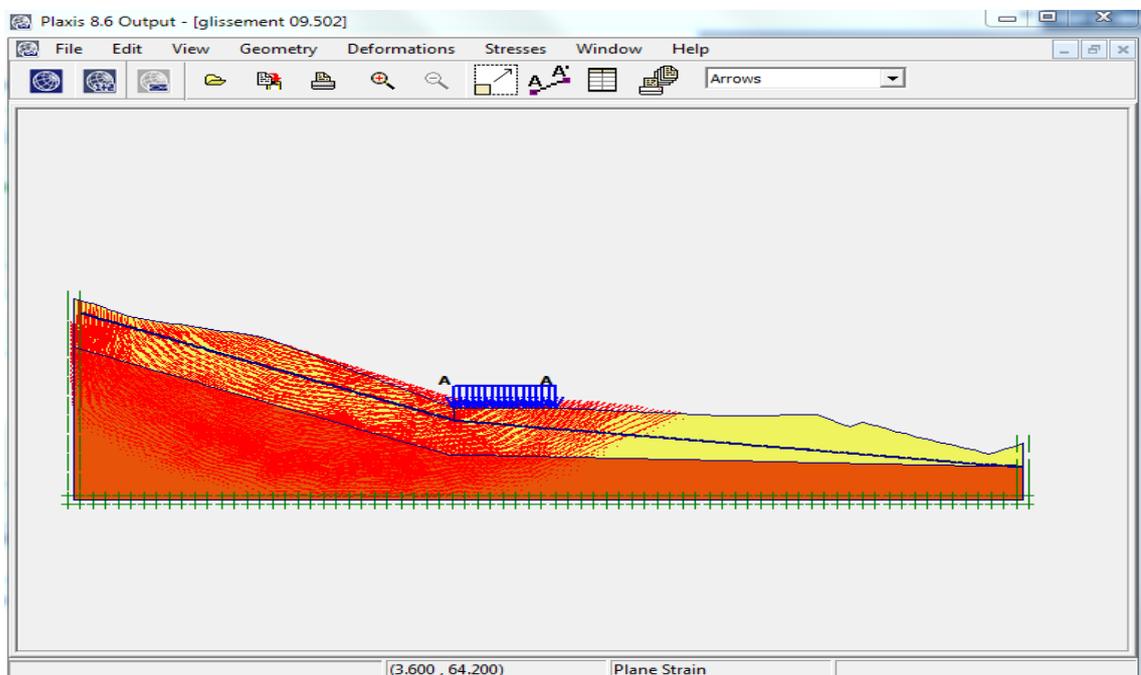
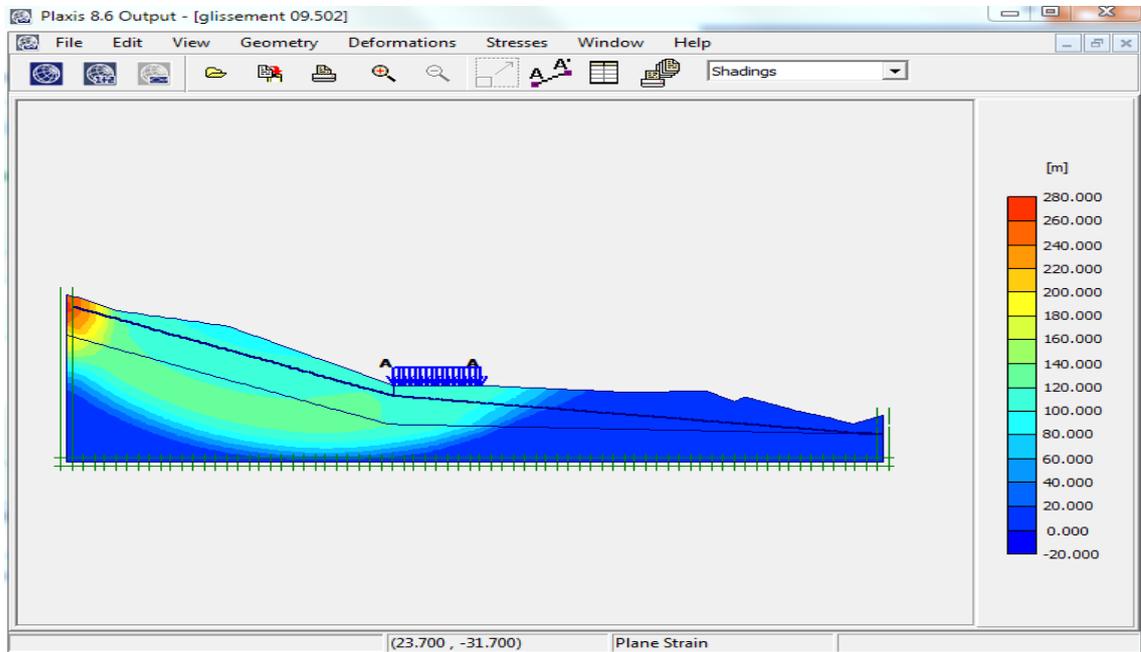


Figure III:24 Coefficient de sécurité du talus

Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=1.574**

Il n'ya aucune influence de la surcharge routière sur la stabilité de terrain à long terme

### III.3.3.4 Calcule de $F_s$ avec la nappe phréatique + charge d'exploitation



Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	502 of 502	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.734

Multipliers

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma$ -Msf:	0.897
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

**Figure III:27 Coefficient de sécurité du talus**

- Le coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de **F=0.897**

La présence de la nappe phréatique et la surcharge routière c'est la situation la plus défavorable de l'instabilité de terrain a long terme (chute du facteur de sécurité environs de 43% par rapport à l'état initial).

### III.3.4 Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis 2D, on constate que les valeur des coefficients de sécurité est inférieure à 1,5. Donc le talus est en équilibre instable.

L'analyse des résultats du calcul de facteur de sécurité du terrain montre que

- a l'état initial ( sous chargement gravitaire suel ) le talus est stable
- il ya aucun influence de surcharge routière sur la stabilité du talus
- La présence de la nappe phréatique en surface à une influence directe sur la stabilité de terrain (chute du facteur de sécurité environs de 45% par rapport à l'état initial).

En récapitulant les facteurs de l'instabilité de notre site, nous avons trouvé qu'a long terme la présence de la nappe phréatique si le seul facteur qui menaçant la stabilité, par contre le chargement en butée il a aucune influence sur le facteur de sécurité

### III.4 Conclusion

A la base de l'ensemble des résultats de l'étude paramétrique réalisés par les simulations précédentes, on a conclu :

- la stabilité à court terme est plus défavorable par rapport à la stabilité à long terme.
- la charge influe très peu sur la stabilité du talus à long terme.
- la valeur du coefficient de sécurité diminue également très notablement avec la diminution de l'angle de frottement, et de la cohésion.

L'analyse nous permet de dresser les paramètres les plus prépondérants sur la stabilité du talus selon l'ordre suivant :

1. l'angle de frottement interne
2. la cohésion
3. le niveau de la nappe
4. la valeur de la charge

Le scénario le plus probable, est que ce glissement s'est produit en plein hiver en présence des précipitations engendrant à une altération des caractéristiques mécaniques de la couche marneuse et argileuse et une variation du niveau de la nappe.

# Chapitre IV

**ETUDE DE**

**CONFORTEMENT**

## IV Etude de confortement

### IV.1 Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final de trouver des méthodes et de concevoir des ouvrages dans le but de stabiliser la zone affectée par le glissement.

Donc le choix technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois Aspects qui sont :

**Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.

**Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.

**Coté technologique** (ouvrabilité et maniabilité): la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent relèvent que le terrain est instable, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier

### IV.2 Traitement de glissement

#### IV.2.1 La géométrie initiale

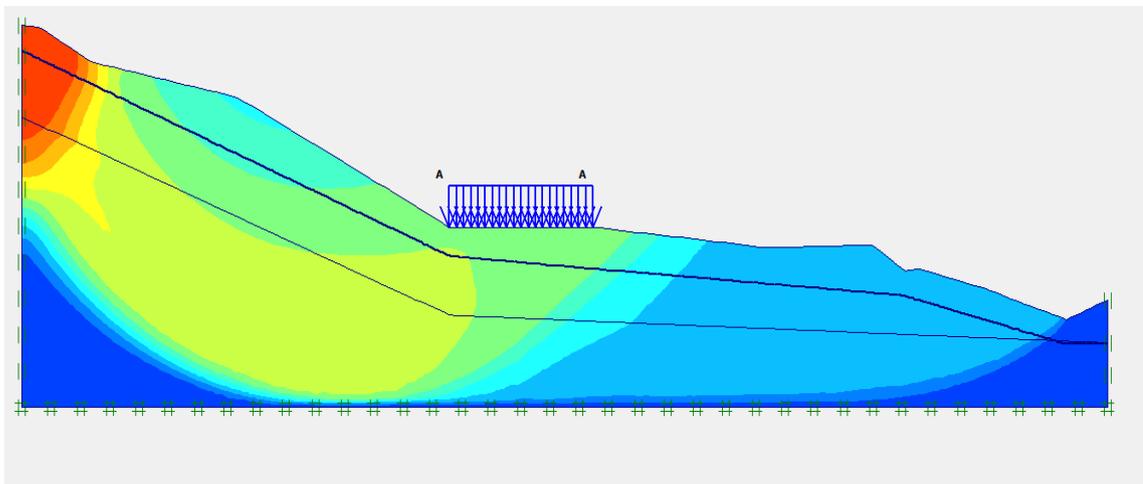


Figure IV:1 Cercle de glissement

Le coefficient de sécurité données est de **F=0.704**

### IV.3 Solutions proposés

#### IV.3.1 Confortement par tirants d'ancrage

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

##### IV.3.1.1 Description de la méthode

Cette solution consiste à construire un petit massif en béton armé projeté sur la partie aval du talus glissé, située entre premier banquettes (19, 20) et le pied du talus, et de maintenir ce mur avec des tirants d'ancrage peu inclinés (**20° à 25°**) sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction et placés parallèlement avec un espacement de **1 m** et assez long (**32 m de longueurs**) pour atteindre l'horizon stable

Le profile de confortement qui nous avons élaboré et illustré dans la figure suivante

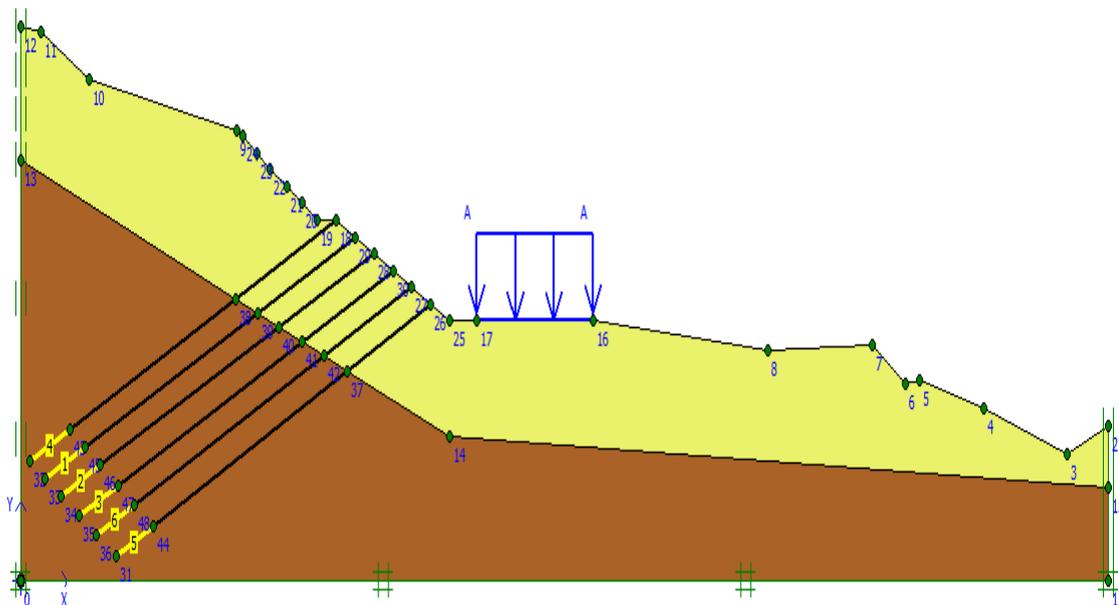


Figure IV:2 Le confortement de talus par tirants d'ancrage

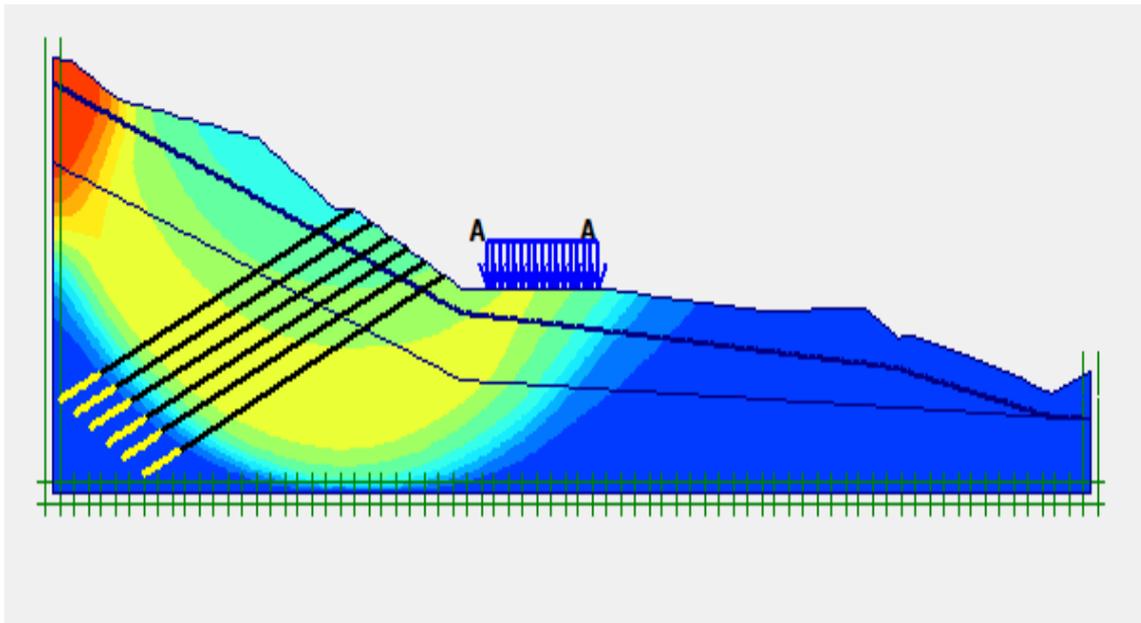


Figure IV:3 Le déplacement de sol après confortement.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	134 of 134	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	$\Sigma$ -Msf:	1.269
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure IV:4 Coefficient de sécurité après le confortement

le confortement par tirants d'ancrage donne un coefficient de sécurité **FS=1.26** .

Le facteur de sécurité obtenu a augmenté de **50 %** par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité ( **Fs < 1.5** ) .

### IV.3.2 Confortement par paroi moulée plus tirants d'ancrage

Du moment que les tirants d'ancrage ne peuvent pas stabiliser le talus à lui seul alors nous avons ajouté une paroi moulée

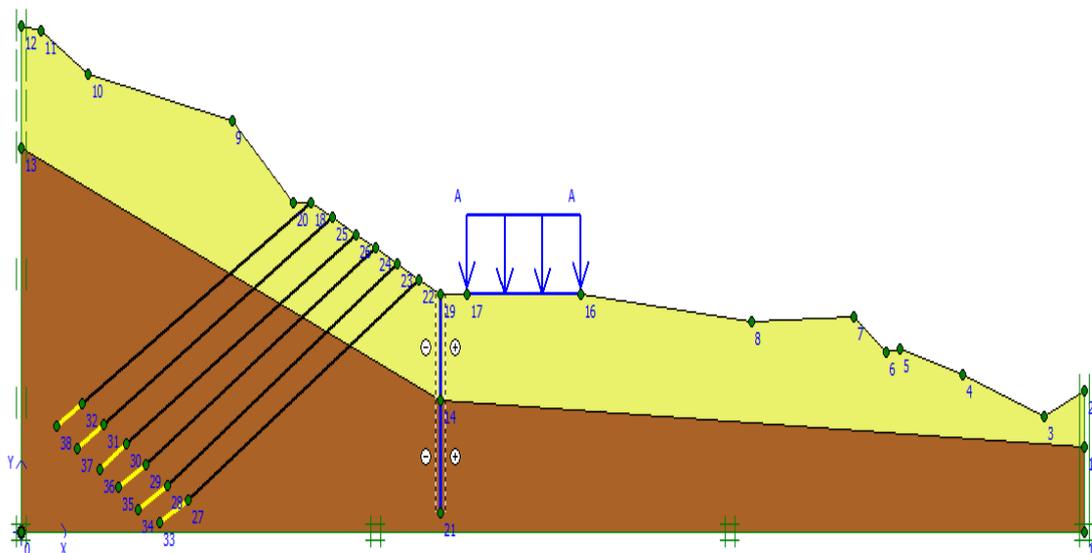
#### IV.3.2.1 Description de la méthode

Cette solution consiste à construire au pied du talus un écran en béton armé de **1.2 m** d'épaisseur, moulé **15m** dans le sol sur une distance de **200m**, créer à partir d'une tranchée creusée mécaniquement sous protection d'un fluide bentonitique, qui est ensuite ferrillée et bétonnée en utilisant directement le terrain en tant que coffrage.

**Tableau IV-1 Paramètres utilisés pour la paroi moulée**

Identification	EA [KN/m]	EI [KNm <sup>2</sup> /m]	D [m ]	W[KNm /m]
paroi moulée	1.298E+04	1298.260	1.095	26.280

Le profil de confortement par paroi moulée plus tirants d'ancrage en amont que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :



**Figure IV:5 Le confortement de talus par paroi moulée plus tirants d'ancrage**

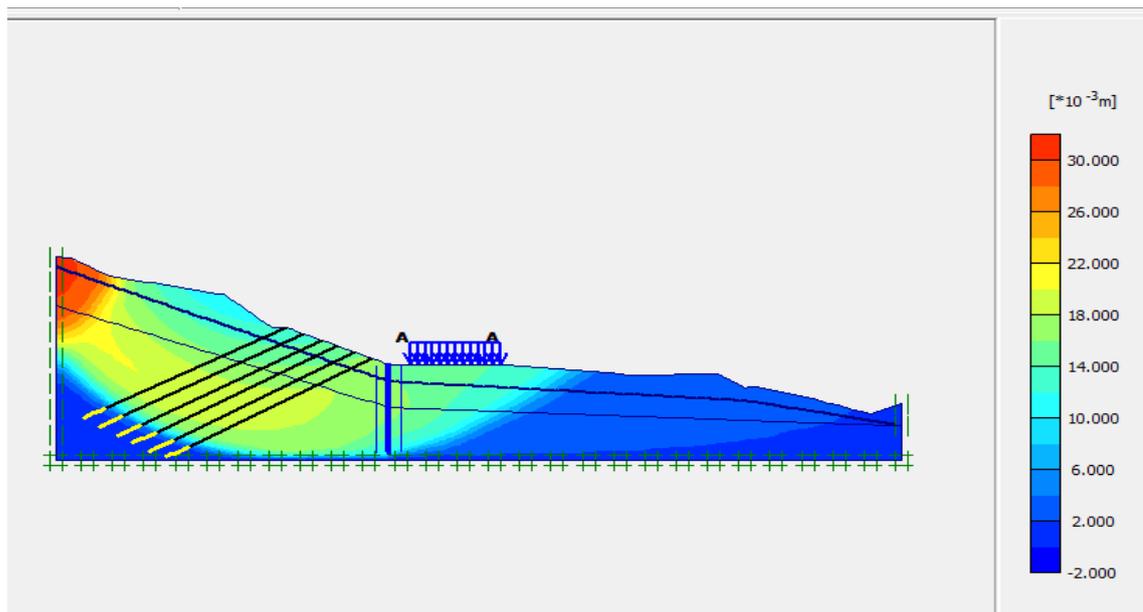


Figure IV:6 Le déplacement de sol après confortement.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	212 of 212	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	$\Sigma$ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	$\Sigma$ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	$\Sigma$ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	$\Sigma$ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	$\Sigma$ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	$\Sigma$ -Msf:	1.618
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Print OK

Figure IV:7 Coefficient de sécurité après le confortement

Le facteur de sécurité obtenu après avoir ajouté une paroi moulée est égal à  $F_s=1.61$

Cette solution nous a donné un coefficient de sécurité supérieur à **1.5**, ceci veut dire que la stabilité du talus est vérifiée.

### IV.3.3 Soutènement par Paroi de pieux sécants ou tangents

#### IV.3.3.1 Description de la méthode

Un pieux sécant est un pieu juxtaposé à ses voisins avec intersection, de manière à constituer une paroi continue (pieux s'emboîtant les uns dans les autres).

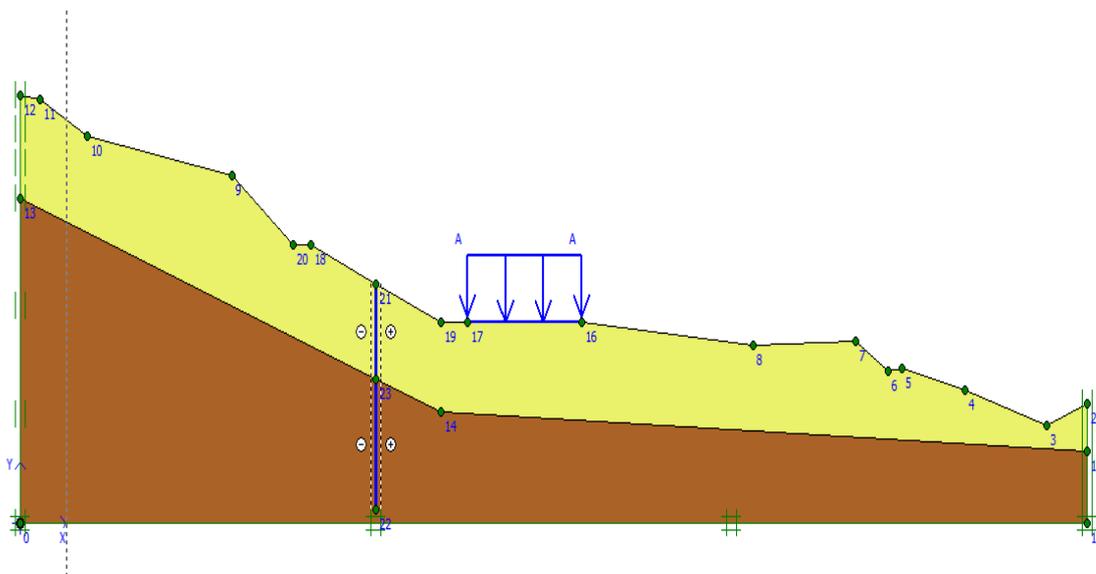
#### IV.3.3.2 Première ligne des pieux sécants

Ce cas de soutènement prévoit une série des pieux de **1 m** de diamètre, et de **18 m** de longueurs, située entre le banquette (18-20) et le pied du talus, sur une distance de **200m**.

**Tableau IV-2 Paramètres utilisés pour les pieux de confortement**

Identification	EA [KN/m]	EI [KNm <sup>2</sup> /m]	D [m ]	W [KNm /m]
pieux	3.558E+04	2668.535	0.949	23.725

Le profile de confortement qui nous avons élaboré et éllustré dans la figure suivante :



**Figure IV:8 Le confortement de talus par une lignes de pieux sécants**

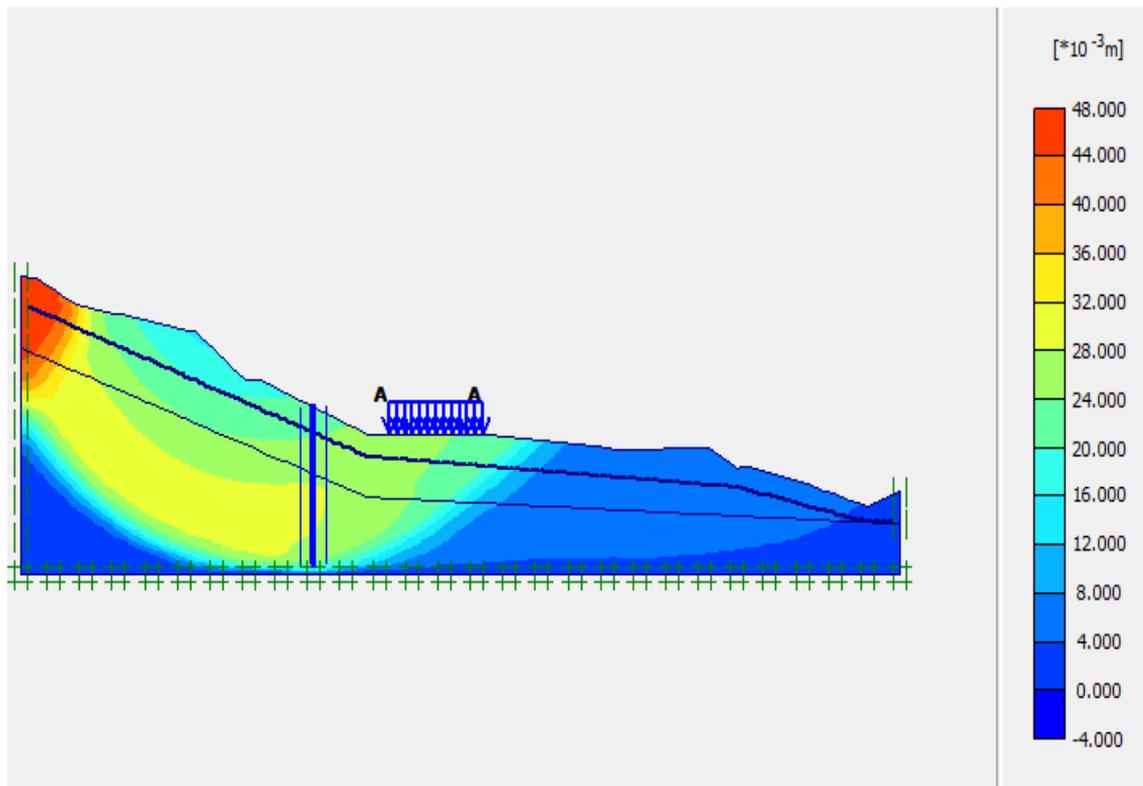


Figure IV:9 Le déplacement de sol après confortement

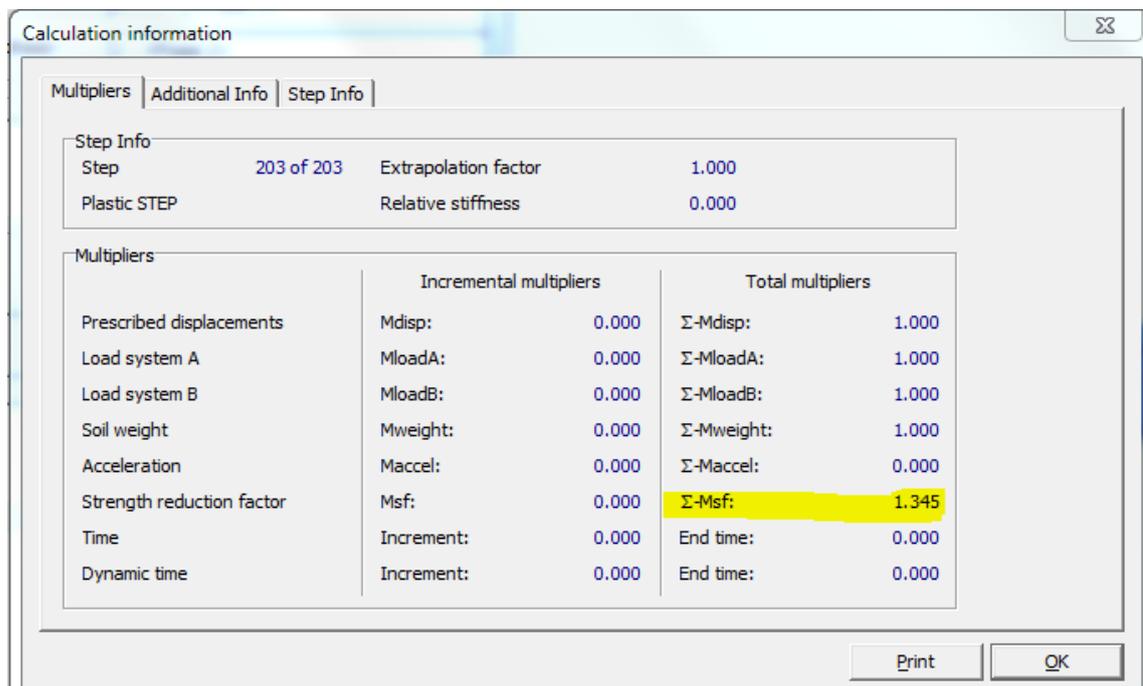


Figure IV:10 Coefficient de sécurité après le confortement

le confortement par une lignes de pieux sécants donne un coefficient de sécurité  $FS=1.34$ .

Le facteur de sécurité obtenu augmenté par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité ( $FS < 1.5$ ).

### IV.3.3.3 Deuxième ligne des pieux sécants

Du moment que la Première ligne des pieux ne peut pas stabiliser le talus à lui seul alors nous avons ajouté une Deuxième ligne des pieux sécants de **1 m** de diamètre, et de **15 m** de longueurs, située au pied du talus, sur une distance de **200m**.

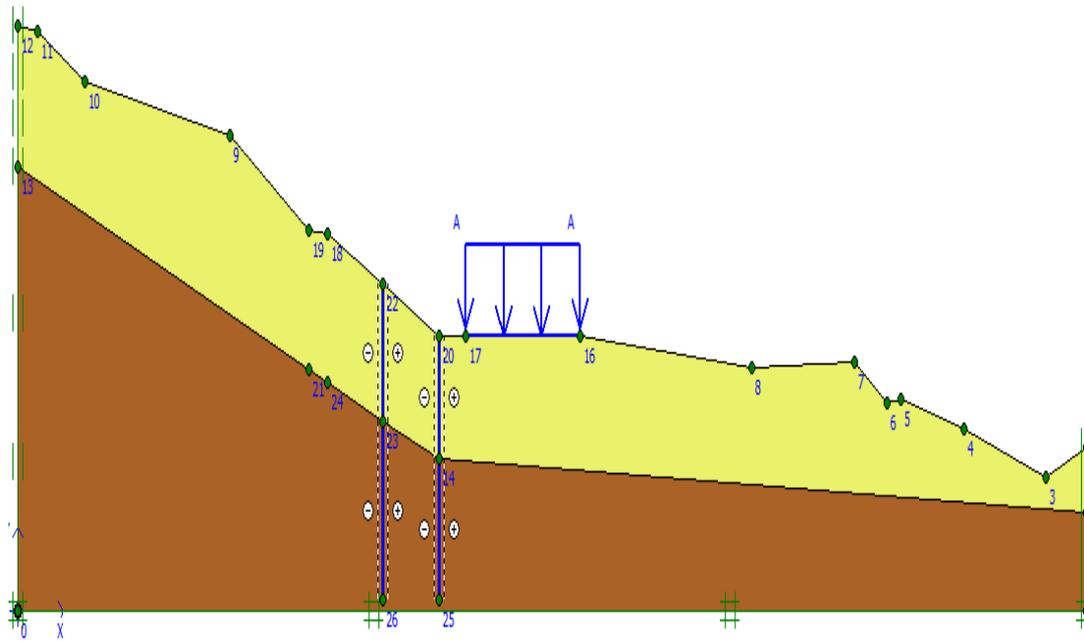


Figure IV:11 Le confortement de talus par deux lignes de pieux sécants

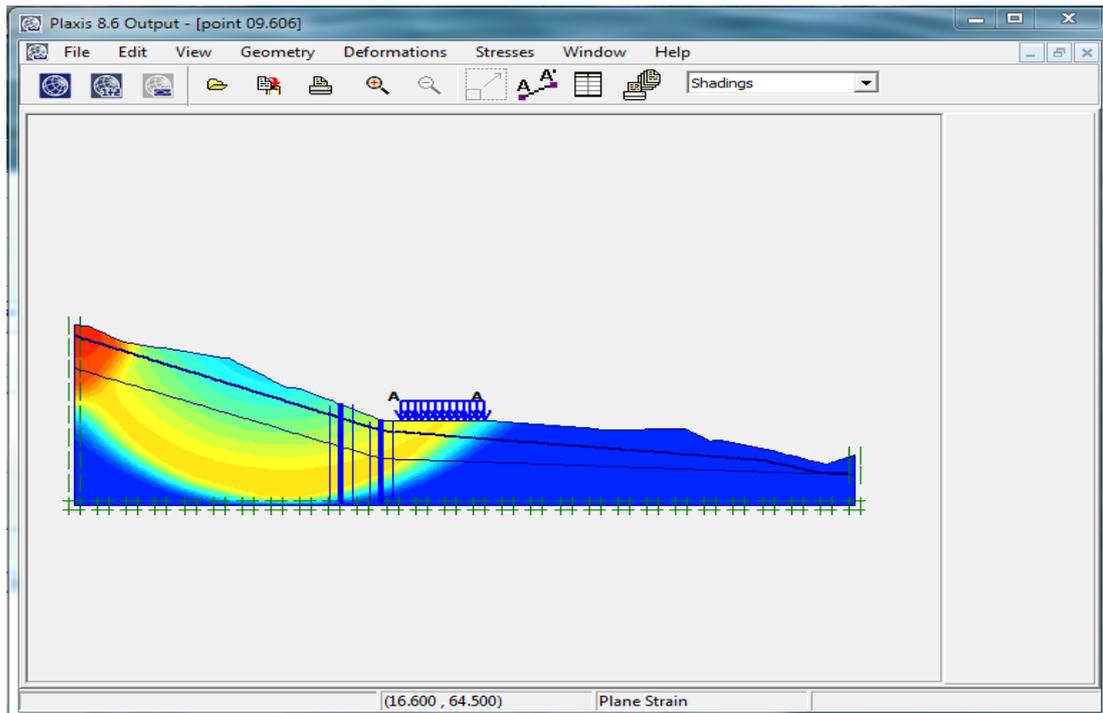


Figure IV:12 Le déplacement de sol après confortement.

Step Info		Multipliers	
Step	207 of 207	Incremental multipliers	Total multipliers
Plastic STEP		Mdisp: 0.000	$\Sigma$ -Mdisp: 1.000
		MloadA: 0.000	$\Sigma$ -MloadA: 1.000
		MloadB: 0.000	$\Sigma$ -MloadB: 1.000
		Mweight: 0.000	$\Sigma$ -Mweight: 1.000
		Maccel: 0.000	$\Sigma$ -Maccel: 0.000
		Msf: 0.000	$\Sigma$ -Msf: 1.592
		Increment: 0.000	End time: 0.000
		Increment: 0.000	End time: 0.000

Figure IV:13 Coefficient de sécurité après le confortement

Le facteur de sécurité obtenu dans cette situation est  $F_s=1,59$ . Ce facteur de Sécurité signifie que le système de confortement choisi est efficace. Donc le Paroi de pieux sécants est stable vis-à-vis du glissement profond.

### IV.3.4 Drainage de l'eau

En géotechnique, il est clair que l'un des facteurs les plus importants dans les désordres et les instabilités des terrains est la présence d'eau. De ce fait la conception d'un système de drainage appropriée est plus qu'une nécessité. L'eau existe sous des formes superficielles et souterraines. Pour cela nous recommandons de mettre en œuvre un système de drainage adéquat, et cela comme suit :

- Réalisations de cunettes et d'avaloirs pour la chaussée de la route amont pour collecter les eaux superficielles et les évacuer du talus selon les normes actuelles.

## IV.4 Analyse multicritère

### IV.4.1 La 1<sup>ère</sup> solution (paroi moulée + tirants d'ancrage)

- **Avantages**

- Une bonne adaptation au site, car l'accès est très difficile (tirants d'ancrage)
- La paroi est très rigide, ce qui limite grandement les déplacements en tête.
- La durabilité de la paroi est importante si l'on respecte l'enrobage
- Une rapidité d'exécution (tirants d'ancrage)

- **Inconvénients**

- Cette technique est très coûteuse.
- Une grande quantité de matériaux est employée.
- La technicité de l'entreprise doit être très pointue.
- La qualité de parement reste assez médiocre (paroi coulée en pleine fouille).
- Les caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton sont moindres (car le béton est coulé au contact du sol).
- L'encombrement du chantier gêne fortement les circulations et l'accès aux propriétés riveraines
- Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée. (Tirants d'ancrage)

### IV.4.2 La 2<sup>ème</sup> solution (pieux sécants)

- **Avantages**

- Une bonne adaptation au site.
- Forage dans n'importe quel type de terrain.
- Implantation précise.
- Abordable pour plusieurs entreprises.
- Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements.
- Très performante car une durée de vie illimitée et sans entretien
- Facile à réaliser et simplicité de la méthode,
- Possibilité de traverser des bancs durs.
- Adaptation facile de la longueur.

- **Inconvénients**

- Qualité du béton (des particules du sol peuvent se mélanger à la composition du béton, ce qui le rendra de moins bonne qualité).
- Ferrailage sur toute la hauteur parfois impossible (selon la technique employée)
- Temps important d'attente avant de poursuivre la construction.
- Réalisation demandant un personnel spécialisé et un matériel bien adapté aux opérations de forage et de bétonnage.
- Risque de remaniement du sol autour du pieu.

## IV.5 Conclusion

Ce chapitre constitue la phase finale de notre travail dans lequel nous avons cherché les solutions possibles pour conforter le talus instable de notre projet.

Parmi les techniques de stabilisations des talus, nous avons choisi deux systèmes de confortement envisageable qui sont liés à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Les systèmes de confortement sont :

- Stabilisation par paroi moulée + tirants d'ancrage
- Stabilisation par pieux sécants

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les deux systèmes de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Sachant que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres.

Néanmoins, le confortement par deux séries des pieux sécants reste la méthode la plus efficace si on se réfère à la valeur du coefficient de sécurité calculé et la facilité d'exécution plus le coût de réalisation

### CONCLUSION GENERALE

La présente de fin d'études nous a permis d'améliorer nos connaissances dans le domaine de la géotechnique et de conforter des problèmes techniques de terrain.

Le travail est basé sur une synthèse bibliographique qui nous a conduit à consolider les connaissances acquises durant le cursus d'un géotechnicien et acquérir de nouvelle en consultant les recherches récentes dans le domaine des renforcements et confortements des sols.

En ce qui concerne l'étude dans ce mémoire, elle avait pour objet d'adopter un confortement du glissement de terrain survenu sur le contournement nord de la ville de Médéa au PK 5+250 reliant la RN01 à la RN18.

En première, nous avons analysé le glissement pour définir les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse a menée à l'aide de logiciel **Plaxis 2D** qui ont permis de localiser la surface du glissement environs 15 m par rapport au pied du talus.

Nous avons défini deux systèmes confortement différents :

- Une paroi moulée plus tirants d'ancrage
- Deux Paroi des pieux sécants

Chaque système de confortement est associé à une coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Enfin nous pouvons conclure que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

## Référence bibliographique

- [1] HADEBI.Z et DJELTI.M Analyse et confortement d'un glissement de talus
- [2] Site web :[www.algerie-eco.com/2019/01/23/affaossement-route-azazga-letrhb-haddad-apporte-explication/](http://www.algerie-eco.com/2019/01/23/affaossement-route-azazga-letrhb-haddad-apporte-explication/)
- [3] Assam MEROUANE et YAHIAOUI MOHAMED ANIS Confortement de la RN 15 AU PK 78+700 (localise selloum) . Commune daghbalou-wilaya de bouira.
- [4] R.M. Faure Méthodes de calcul enstabilité des pentes.
- [5] BRGM. 2004 Bureau de recherche geologique et minière Ceysac 43 Glissement de terrain sur la route des vignaux Hauts commune de Ceysac 43. Avis et recommandations Document public, BRGM/RP- 53610-FR.
- [6] BOUDLAL.O étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations.
- [7] COSTET et SANGLERAT Livre cours pratique mécanique des sols tome 2-calcul des ouvrages.
- [8] DJERBAL LYNDA Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progresive du versant instable d'ain El Hammam.
- [9] AIDOUDI Rayene Traitement d'un glissement du terrain au niveau de Site de Bouloukroud, wilaya de Skikda
- [10] DIB SOUHIR CONTRIBUTION A LA SIMULATION AU GLISSEMENT DE TERRAIN CAS DE TALUS DE LA CW02 ENTRE BAGHLIA ET NACIRIA W. BOUMERDES
- [11] R.M. FAURE, Prof Centre d'Etude des Tunnels, 69500 BRON, France
- [12] Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger),  
Lien : [https://www.memoireonline.com/02/13/6911/m\\_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-13.html](https://www.memoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-13.html)
- [13] Stabilisation des glissements de terrain,  
lien: <http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/stabilisation-glissements-terrain>
- [14] HADBI Zakaria et DJELTI Mohamed ANALYSE ET CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TALUS
- [15] Méthodes de confortement  
Lien :<https://d1n7iqsz6ob2ad.cloudfront.net/document/pdf/5385b4b5b79cd.pdf>
- [16] MERAH ABDELHALIM YOUNSI ABDERAOUF étude de stabilité d'une pente au niveau du contournement nord de la ville de medea, commune de draa essamar entre de PK3+325 et LEPK3+400

**[17]** Séve,G.,et Pouget.,P.(1998).Guide Technique Stabilité des glissements de terrain (LCPC).

**[18]** Confortement de glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa au PK 5+250 Rapport de visite et programme d'investigation géotechnique

# ANNEXES

**ANNEXE 1 : Photos des caisses de sondages**

**Sondage SC 03 :**



**Profondeur de 0 à 11m**



Profondeur de 11 à 20.5m



Profondeur de 20.5 à 27m



Profondeur de 27 à 33m



Profondeur de 33 à 40m

Sondage SC 04 :



Profondeur de 0 à 6m

## ANNEXES



**Profondeur de 6 à 13.2m**



**Profondeur de 13.2 à 15m**

Annexe 02: Résultats du pénétromètre dynamique.



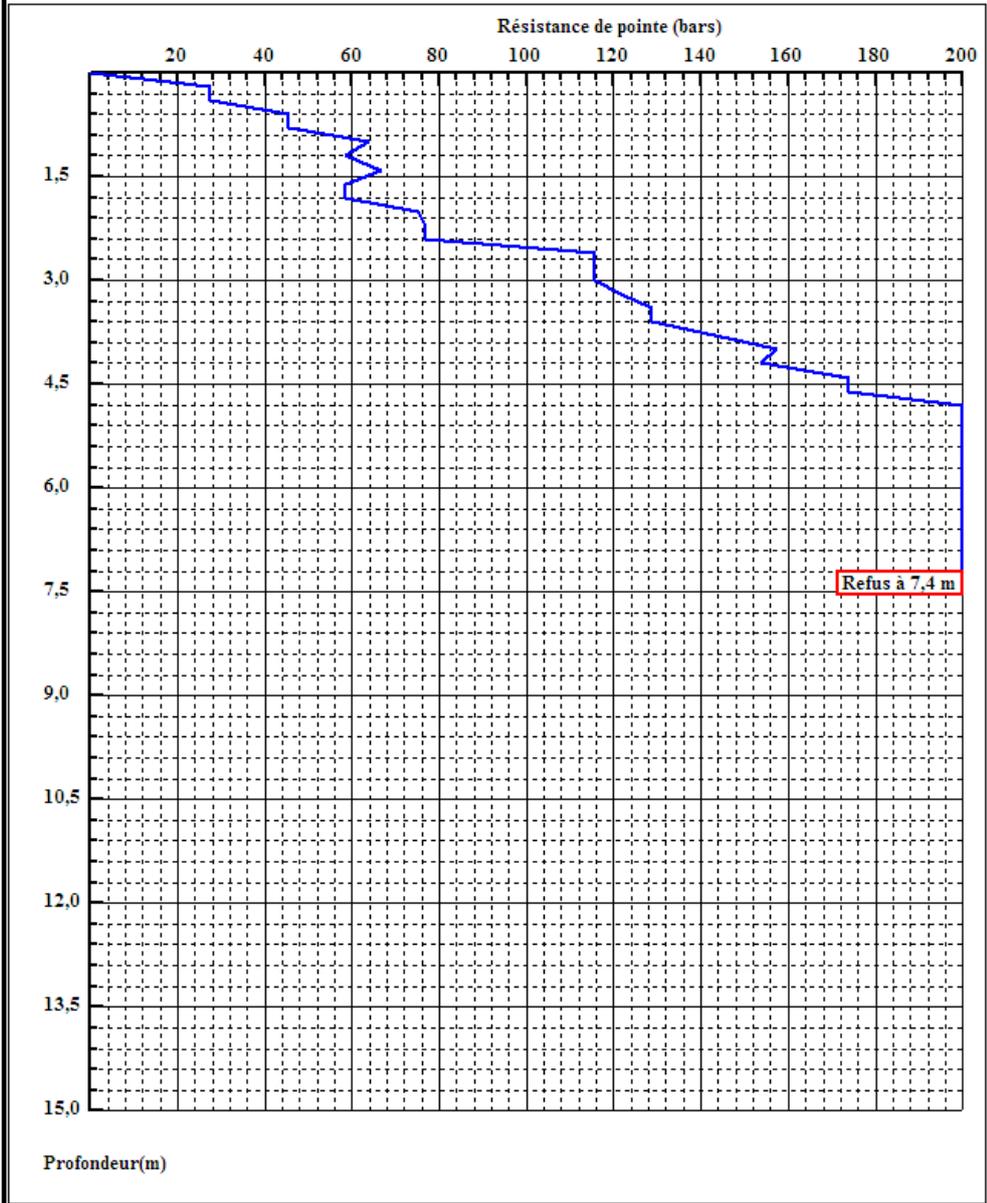
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa  
 Lieu : PK 5+250  
 CLIENT : DTP Médéa  
 DATE ESSAI : 19 12 18

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Essai N°: PD4





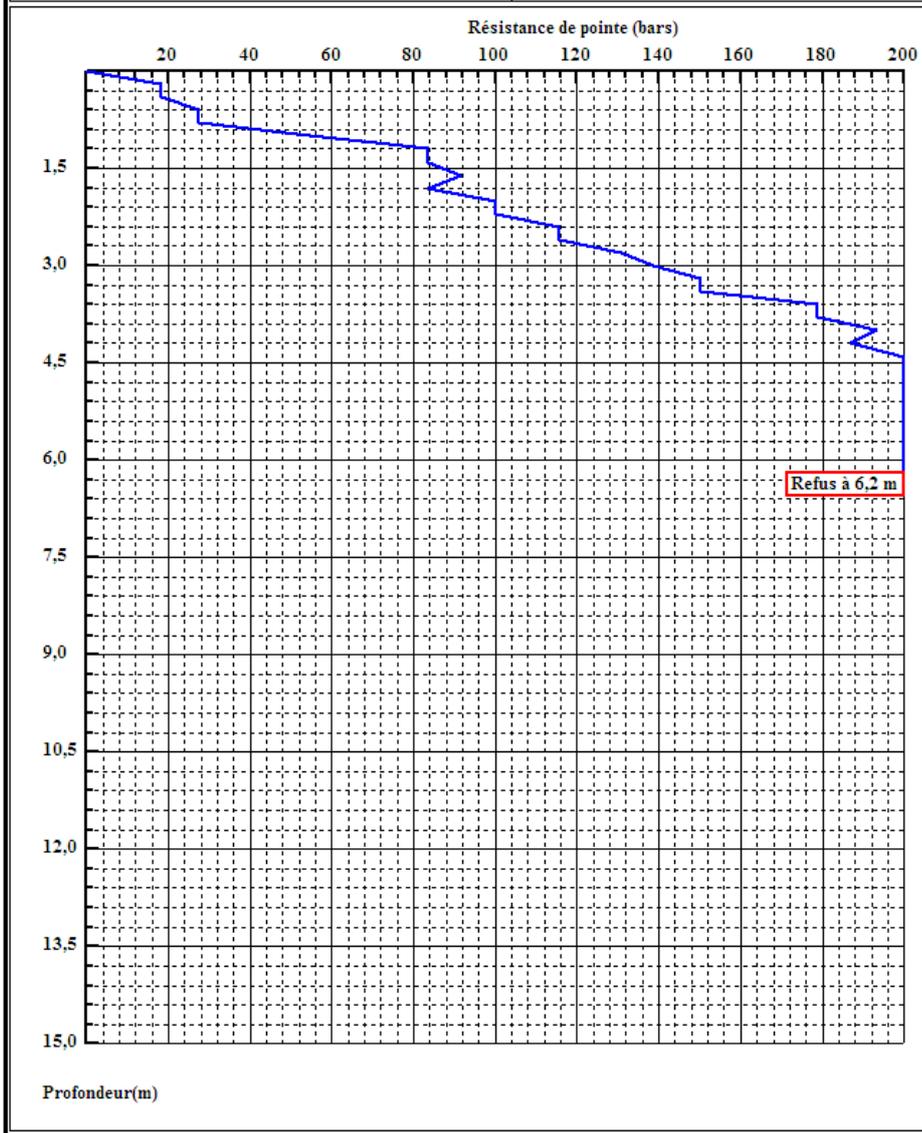
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa  
 Lieu : PK 5+250  
 CLIENT : DTP Médéa  
 DATE ESSAI : 19 12 18

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Essai N°: PD5





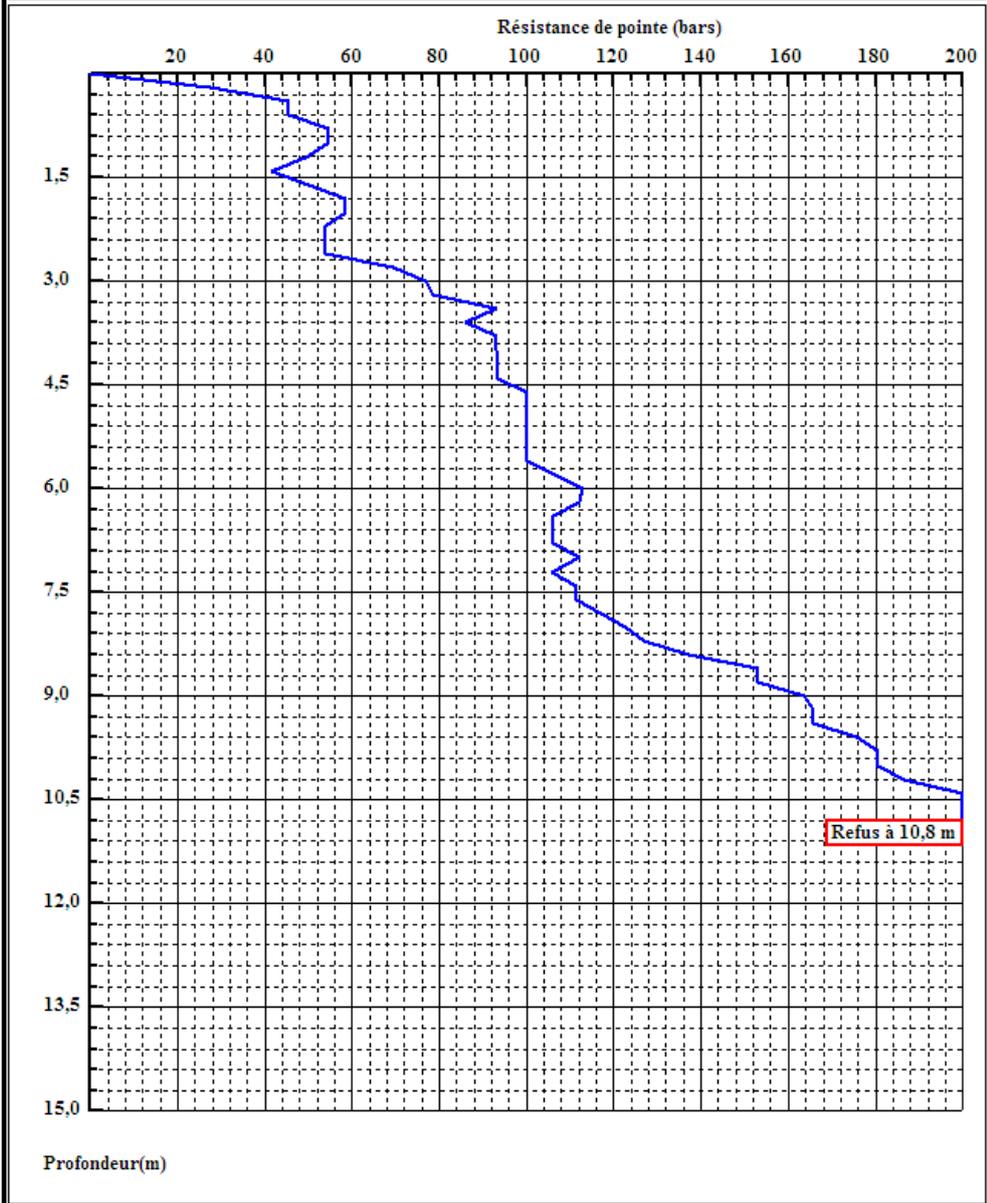
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa  
 Lieu : PK 5+250  
 CLIENT : DTP Médéa  
 DATE ESSAI : 19 12 18

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Essai N°: PD6





**Annexe 04** : Coupe lithologique donnée par le sondage carotté SC03 suite



**ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS**

**C.T.T.P**

Etude : Etude glissement de contournement la ville de Médéa  
 Dossier N°:  
 Date essai : Janvier 2019  
 Niveau Nappe : m

**Sondage N° : PK 5+250 SC03**  
 Profondeur totale : 40 ML  
 Coordonnées : X = 4017015,822 Y = 475069,213  
 Z = 1004,399

Prof (m)	Récupération	E.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	50 %	40							
22	92 %	50							
23					■				
24					■				
25	93 %	36							
26									
27									
28	97 %	10						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
29									
30									
31	98 %	10			■				
32									
33									
34	97 %	10							
35									
36					■				
37									
38	95 %	47						marne dure peu plastique de couleur grisâtre	
39									
40		30							

