République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Médéa –Yahia Fares



Faculté de la Technologie
Département de Génie de la Matière

Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de
Master en Génie Civil

Option : géotechnique

Thème

# Étude de la stabilité du glissement sur

# PK0+265- PK2+769.838

Dirigé par :
Dr. MESSAD Ali

Réalisé par :
BOUKHALFA Zohier
DJEDDI Aissa
OUKRIF Walid

- Session Mai 2017 -

# *Remerciements*

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur* ***Dr . messad ali*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

*Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.*

*Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.*

*En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.*

**Liste des figures .....VII**
**Liste des Tableaux .....VIII**
**Liste des sigles .....IX**
**Introduction générale .....1**

## Chapitre 01 : généralité sur les glissements

**1.Introduction général sur les mouvements de terrain……3**

- **Echelle cinématique des mouvements de terrain ……..……3**
- **Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements……...…3**

**1.1 Les principaux types de mouvements……..4**

**A/ Les glissements au sens strict……...4**
**B/ Le fauchage……5**
**C/ Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses……..…5**
**D/ Les coulées de boue……...6**
**E/ Les affaissements et effondrement…….…..7**

**2. Glissement de terrains……...8**

**2.1. Définition de glissement……8**

**3. Diagnostic des glissements de terrain…….…..9**

**4. Différents types de glissements de terrains……..10**

**4.1 Glissement rotationnels……..…10**
**4.1.a)Glissement rotationnel simple……..10**
**4.1.b) Glissements rotationnels complexes……11**
**4.2 Glissement plan……..12**
**4.3 Glissements sur une discontinuité préexistante……..13**
**4.4 Le glissement quelconque (aléatoire) ……...…13**

**5. Classification des glissements……14**

**6. Causes de glissements……..15**

**7. Reconnaissances et études géotechniques d'un glissement……17**

**7.1 Les essais géotechniques……17**
**7.1.1 Essais "in situ"……17**
**7.1.2 Essais de laboratoire……...….18**

7.2 Reconnaissance géologique……..….20
7.3 Reconnaissance hydrogéologique…….……20
7.4 Reconnaissance géophysique…….……22
7.5 Repérage topographique de la zone instable……...22
8. Quelques événements historiques…….…..22
8.1 En Europe……..….22
8.2 en Algérie……....23
CONCLUSION……..25

## Chapitre 02: Les Méthodes d'analyse et les types de stabilisation de glissement

INTRODUCTION……..…27
1. Les Méthodes d'analyse des glissements…….…27
1.1 Méthode d'équilibre limite……..27
1.2 Méthodes des tranches…….…28
1.2.1Forces sur une tranche…….....28
1.2.2Mise en équation du problème……29
1.3 Méthode de Bishop……..30
1.3.1 Méthodes simplifiée de Bishop(1955) ……30
1.4 Calculs par la MEF……31
2. Les types de stabilisation de glissement…….…..32
2.1 Renforcement……...32
2.1.1 Les renforcements rigides……...…32
2.1.1.b Le clouage……..33
2.1.1.c Les murs de soutènement…….…34
2.1.1.d Les palplanches……...34
2.1.1.e Gabions……..35
2.1.1.f Enrochement…….……..35
2.1.2 Les renforcements souples ……35
2.1.2.a Terre armée……36
2.1.2.b Soutènements en TEXSOL…….…..36
2.1.2 c Les géo synthétiques……....….36
2.1.2.d Le pneu sol…….……37

**2.2 Terrassements……..37**
**2.3 L'allègement tête de glissement…….….38**
**2.4 La purge totale…….39**
**2.5 Substitution totale Ou partielle…….….39**
**2.6 Dispositifs de drainage……40**
**2.7 Collecte et canalisation des eaux de surface……..40**
**2.8 Tranchée drainantes……...41**
**2.9 Drains subhorizontaux……42**
**2.10 Drainage profound……43**
**2.11 Eléments résistants……43**
**CONCLUSION……..43**

## Chapitre 03 : Analyse de stabilité des terrains des talus

**1 introduction……..45**
**2 Travaux achevés……..45**
**3 Relief et géomorphologie……..46**
**4 Géologie de la région……46**
**5 Lithologie……...…47**
**6 Type de site et zone sismique……...…47**
**7 Eaux superficiel et souterraines……...…..47**
**8 Analyse des caractéristiques géotechniques……..……48**
**8.1 Analyse granulométrique……...….48**
**8.2 Limites d'Atterberg…….……52**
**8.2.1 Classification d'un sol……53**
**8.2.2 Essai de limite de liquidité avec le cône de pénétration……..…54**
**8.2.3 La limite plasticité (WP) avec d'essai des (petits rouleaux) ……..…..55**
**9 Essai pressionmétrique…….……58**
**10 Caractéristique géotechnique de sol……..65**
**2 Conclusion…….…...67**

## Chapitre 04 : Calcule de stabilité des talus

**1 introduction.....69**

**2 Plan de situation.....69**

**3 Informations générales sur le procédé.....69**

**4 Elément constituant un massif renforcé.....70**

**4.1-Géotextile de renforcement.....70**

**4.2-Les blocs cellulaires en béton préfabriqués.....72**

**4.2.1-Production et contrôle.....73**

**4.2.2-Stockage des produits.....74**

**4.3-Remblais techniques.....74**

**4.3.1-Matériaux et produits.....74**

**A Ouvrabilité du remblai.....74**

**B Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme……..……...74**

**C épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains…..……75**

**D Technologie du parement.....75**

**E Végétalisation.....75**

**F Propriétés drainantes.....75**

**G Agressivité du remblai.....76**

**H Interaction entre le remblai et le renforcement……..…….76**

**I Frottement interne et cohésion du remblai…….……..76**

**J Gélivité……...…76**

**K Recommandations .....77**

**5 Données géométriques et géotechniques.....77**

**5.1 Géométrie de l'ouvrage .....77**

**5.2 Vérification de la longueur transversale du massif ……..……77**

**5.3 Données géotechniques.....77**

**5.4 données sur les efforts de poussée.....79**

**6 Eléments généraux de construction .....79**

**6.1-Stabilité externe.....79**

**6.1.1-Stabilité au renversement .....81**

**` 6.1.2-Stabilité au glissement.....82**

**7. Analyse de la stabilisation du glissement par logiciels talren.....83**

**7.1 Logiciel Talren.....83**

**7.2 Calcule de stabilisation du talus avant traitement (états initial)…...…84**

**7.3 Technique de confortement et de stabilisation ……..……85**

**7.4 Etude du confortement avec utilisation de logiciel……...….85**

**7.4.1) phase 01 : calcule de stabilité de remblai sans renforcement.....85**

**7.4.2) phase 02 : calcule de stabilité de remblai renforcement par géotextile……...86**

**9 Conclusion.....88**

# La liste de Figure

**Figure 1 :** le types de glissement au sens strict…….04

**Figure 2 :** les types de fauchages…….…….05

**Figure 3 :** le type de chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses…….……06

**Figure 4 :** le type de coulées de boue……..……..07

**Figure 5 :** Les affaissements et effondrement……...……07

**Figure 6 :** schémas de principe d'un glissement……..…….08

**Figure 7 :** phénomènes de glissement……...08

**Figure 8-9 :** exemples d'un glissement……...…..09

**Figure 10 :** schéma d'un glissement rotationnel simple…….……..11

**Figure 11 :** les Caractères communs aux glissements rotationnels……...……11

**Figure 12 :** Glissement circulaire à flanc de talus, au pied du talus et en profondeur…….….12

**Figure 13 :** Glissement plane……..…..13

**Figure 14 :** pentes infinies de surface de rupture plane……13

**Figure 15 :** Glissement complexe…….……13

**Figure 16 :** Glissement quelconque (aléatoire) ……14

**Figure 17 :** Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique……...…17

**Figure 18 :** Schéma de principe du pénétromètre statique……17

**Figure 19 :** Analyse granulométrique……...18

**Figure 20 :** Les limites d'Atterberg……...……18

**Figure 21 :** La boite de Casagrande……..19

**Figure 22 :** L'essai oedométrique…….….20

**Figure 23 :** L'essai ponctuel (Lefranc) …….….21

**Figure 24 :** LA CLAPIÈRE(France) ……23

**Figure 25 :** glissements expertisés en Algérie……..24

**Figure 26 :** Glissement Eboulement spectaculaire d'AOKAS……..…25

**Figure 27 :** Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche……..…28

**Figure 28 :** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP……..….30

**Figure 29 :** le clouage ……..…..34

**Figure 30:** Murs de soutènement en béton armé……...34

**Figure 31:** composition de mur de soutènement……...…34

**Figure 32:** Les palplanches……..35

**Figure 33 :** Mur on gabions……..…..35

**Figure 34 :** Enrochement……..….36

**Figure 35 :** Les géo synthétiques……..…37

**Figure 36 :** Le pneu sol…….....37

**Figure 37 :** Terrassements ……..…...38

**Figure 38 :** Allègement en tête……..…39

**Figure 39 :** Purge……...39

**Figure 40 :** Substitution totale Ou partielle……...40

**Figure 41 :** Drainage de surface……..…..41

**Figure 42 :** Tranchée drainantes……42

**Figure 43 :** Drains subhorizontaux……42

**Figure 44 :** Drainage profound…….…….43

**Figure 45 :** plan de section (01) PK0+000 – PK8+140……..…..45

**Figure 46 :** la courbe de la granulométrique (1) ……..……50

**Figure 47:** la courbe de la granulométrique (2) ……..……..51

**Figure 48 :** la courbe de la granulométrique (3) ……..52

**Figure 49 :** appareillage de cône de pénétration……...…54

**Figure 50:** schéma de présentation d'essai de petits rouleaux……..…55

**Figure 51 :** essai de la limite liquidité……...…56

**Figure 52 :** essai de la limite liquidité……...…57

**Figure 53 :** la présentation des couches à partir de l'essai pressiomètrique…….……60

**Figure 54 :** sondage pressiomètrique connaitre deux courbes (E) et (PL) en fonction de profondeur……..61

**Figure 55:** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (1m, 2m) ……....62

**Figure 56 :** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (3m, 5m, 7m, 9m) ……...….63

**Figure 57:** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (11m, 13m, 15m, 18m, 20m) …….…..64

**Figure 58 :** présenté les déférons couches des sols…….…..66

**Figure 59 :** plan de situation…….……69

**Figure 60 :** un massif renforcé par géotextile et déroulent……...……70

**Figure 61 :** Un géotextile de renforcement type GEOTER 150 / 200 / 150PP…….……71

**Figure 62 :** la géométrie de bloc cellulaire……...……72

**Figure 63 :** les couches de sol fondation……...……77

**Figure 64:** les couches de sol fondation avec les matériaux de remblaiement courant et les matériaux de renforcement……78

**Figure 65:** massif renforcer par géotextile……80

**Figure 66 :** talus à l'état initial avant traitement……...…83

**Figure 67 :** modélisation du talus à l'état initial avant traitement……...…..84

**Figure 68 :** Modélisation du talus en états initial avec séisme……..…84

**Figure 69 :** étude du talus sans confortement……..….85

**Figure 70 :** étude du talus sans confortement……...…86

**Figure 71 :** étude du talus avec confortement par géotextile……86

**Figure 72:** étude du talus avec confortement par géotextile……...….87

**Figure 73:** étude du remblai avec confortement par géotextile et Atalus……87

**Figure 74 :** étude du remblai avec confortement par géotextile et Atalus……88

# La liste de Tableaux

**Tableau 1 :** guide technique LCPC France……...……03

**Tableau 2 :** guide technique LCPC France……...…04

**Tableau 3 :** Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK….14

**Tableau 4 :** Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. ……...15

**Tableau 5 :** Caractéristiques des sols……19

**Tableau 6 :** récapitulatif et quantifié des travaux d'investigation géotechnique……. ……..46

**Tableau 7 :** lithologie des formations principales. ……...47

**Tableau 8 :** Les résultats de l'essai granulométrique……49

**Tableau 9 :** résultats d'analyse granulométrique (1) ……...…49

**Tableau 10 :** résultats d'analyse granulométrique(2) ……..50

**Tableau 11 :** résultats d'analyse granulométrique(3) ……...…51

**Tableau 12 :** Résulta des essais les limites d'Atterberg……...……53

**Tableau 13 :** essais les limites d'Atterberg « l'enfoncement de cône en fonction la teneur en eau……..56

**Tableau 14 :** essais les limites d'Atterberg « l'enfoncement de cône en fonction la teneur en eau……..57

**Tableau 15:** Les résultats des essais pressionmétrique……58

**Tableau 16 :** faire de connaitre les résultats des contraintes……..…59

**Tableau 17 :** les paramètres de sol……65

**Tableau 18 :** Spécification technique du Produit GEOTER……..…71

**Tableau 19 :** Différents types des blocs cellulaires……...…72

**Tableau 20:** Dimensions des différents types d'Atalus……73

**Tableau 21:** les caractéristiques des matériaux renforcés……78

**Tableau 22 :** Pondérations sur les paramètres de sol……79

**Tableau 23:** les données de géométrique des projets……80

## ملخص:

إن هذا العمل المتواضع يتمثل في تحليل ودراسة أساليب الحد من انزلاق تربة تقع في ولاية البليدة دائرة شفة بالضبط على الطريق الوطني رقم **01** من PK2+707.677 إلي PK2+769.838.

لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة و بالضبط انزلاق التربة : مميزاتها- أنواعها - مختلف أسبابها - وأنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها. حتي PK2+769.838

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق بواسطة برنامج حسابي هو: أخيرا قمنا بدراسة مختلف أساليب الحد من الانزلاق واخترنا أحسنها تقنيا واقتصاديا.

## Résumé:

Ce modeste travail consiste à l'analyse et l'étude de confortement d'un glissement de terrain situé a la wilaya de Blida (chiffa), plus précisément, sur la RN1 du PK2+707.677 au PK2+769.838.

Pour tout cela nous avons commencé par des généralités sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement et les différentes méthodes de calcul.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide de d'un logiciel de calcul (Talern) pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficient de sécurité.

Enfin nous avons fait une étude des différents systèmes de confortements et nous avons choisit la meilleure solution technique et économique.

## Abstract:

This modest work consists to the analysis and the survey of confrontments of landslide situated in the Wilaya of blida (cheffa). More precisely , on the RN**1** and du PK2+707.677 to PK2+769.838.

For this, we began by generality on the movements of land on the slips, precisely on their features, their types and their different reasons, as well as the different systems of confrontments and the different methods of calculation.

Then we made the analysis of this slip with the help of software of calculation (Talern) to determine the surfaces of ruptures and their coefficient of security.

Finally we made a study of the different systems of confrontment and we have chosen the best technical and economic solution.

# INTRODUCTION GENERALE

Le glissement de terrain est un phénomène d'origine géologique, sismique ou géophysique qui se traduit par le déplacement gravitaire de masse de terre sur un plan de glissement plus ou moins continu et/ou plus ou mois incurvé; Il modifie ainsi la topographie du terrain et engendre souvent des dégâts humains et matériels importants. Partout dans le monde, des milliers de morts et de blessés et d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes. La multitude des problèmes induits par ce phénomène rendit nécessaire une prise en charge de gestion des risques par l'élaboration d'études appropriées et permettre une stabilité des zones concernées.

La wilaya de Blida, compte tenu de sa morphologie montagneuse particulièrement au sud de la wilaya, est caractérisé par un sol instable qui a été l'objet d'énormes glissements de terrain.

Le glissement de terrain situé au sud de la wilaya de Blida à la sortie de la ville de chiffa affectant un versant situé sur la route national N°01 point kilométrique PK2+707.677- PK2+769.838.

L'étude de traitement de ce glissement commence principalement par le diagnostic et la recherche des causes du glissement. Après examen visuel, on a convenu de faire une campagne d'investigation géotechnique par la réalisation de sondage carottés et d'un essai pressiométrique afin de déterminer les caractéristiques des différentes couches constituantes du sol en mouvement. On a reporté les observations faites lors de cette phase d'étude et tiré les conclusions qui nous permettent de choisir la meilleure solution en vu de stabiliser la partie concernée par le glissement.

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie du chapitre 01 on a exposé les notions théoriques liées aux mouvements de terrain, les causes d'un glissement de terrain, la méthodologie à suivre pour l'étude d'un glissement de terrain, et à travers le chapitre 02 on à utiliser les méthodes de calcul de stabilité et de confortement. Une conclusion a été faite à la fin de ce chapitre.

La deuxième partie dans le chapitre 03 contient le diagnostic et l'analyse des données disponibles ainsi que les causes du glissement après exploitation des données de la campagne d'investigation géotechnique qui a consisté en la réalisation des sondages carottés, à et l'essais pressiomètrique et les analyse granulométrique ainsi qu'un constat visuel des signes de glissement et les niveaux d'eau. Le chapitre 04 à été consacré aux calcul de stabilité du sol du site à l'aide d'un logiciel (TALRAN 04) de calcul, puis la vérification des solutions de confortement proposés et enfin à la conception et au dimensionnement des remblai et renforcement par géotextiles, et le mémoire se termine par une conclusion générale.

*Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde*

*Après mon DIEU pour leurs sacrifices :*

*A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.*

*A Mes frères*

*A toute la famille «oukrif » sans exception.*

*Je remercie mes amis et mes binômes aissa et zohier qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*A tous Mes amis intimes.*

*A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.*

*Walid*



*Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde*

*Après mon DIEU pour leurs sacrifices :*

*A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.*

*A Mes frères*

*A toute la famille «djeddi » sans exception.*

*Je remercie mes amis et mes binômes walid et zohier qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*A tous Mes amis intimes.*

*A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.*

*Aissa*



*Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde*

*Après mon DIEU pour leurs sacrifices :*

*A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.*

*A Mes frères*

*A toute la famille «boukhalfa » sans exception.*

*Je remercie mes amis et mes binômes aissa et walid qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*A tous Mes amis intimes.*

*A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.*

*Zohier*



# Notations et abréviations

Kc : Coefficient de portance

fav : Résistance au frottement unitaire

fav : Résistance au frottement unitaire

fs : Frottement latéral unitaire

fs : Frottement latéral unitaire

K0 : Coefficient des poussées des terres au repos

Kh: Module de réaction horizontale surfacique

Kp : Coefficient de réaction surfacique horizontal

Ku : Coefficient à l'arrachement

φav : Angle de frottement à volume constant

φR : Angle de frottement interne.

A : la section droite de la pointe.

Ai : distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche.

B : angle d'inclinaison.

c : La cohésion

E : module d'Young

e : l'enfoncement moyen par coup.

E, T : les forces inter-tranches

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z)

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z)

G : module de cisaillement

g : l'accélération due à la pesanteur

ɣ : unité de mesure du poids total du sol

H : hauteur du remblai

H : la hauteur de chute du mouton.

Ic : indice de consistance.

Ip : indice de plasticité

K : coefficient de poussée des terres

l : distance entre les deux extrémités du bloc

M : est le poids du mouton.

M' : le poids des parties frappées (enclume  Placée en tête du train de tiges et sur Laquelle  S'exercent les chocs, train de tiges et pointe).

N : force normale

N : la force normale à la base

ô max : Résistance au cisaillement du sol.

ô : Contrainte de cisaillement s'exerçant le long de surface.

Ps : Poids de la matière solide sèche Ps.

Pw : Poids de l'eau.

Sl : épaisseur de la surface de la base de la tranche.

T : force de cisaillement.

Ti : la force de cisaillement à la base de la i $^{ème}$ tranche.

W : plaids du bloc.

W : teneur en eau.

Wi : poids de la  i $^{éme}$ tranchet.

WL : La limite de liquidité

Wl : Limite de liquidité.

Wp : La limite de plasticité

Wp : limite de plasticité.

Wr : La limite de retrait.

Wr : limite de retrait

Z : profondeur verticale au plan du cisaillement

$\theta$ : Angle de frottement.

$\lambda$ : coefficient.

$\mu$: la pression de l'eau interstitielle.

$\Sigma$ : la somme.

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

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

$\varphi$: Force réduite.

# Abréviation

R.N : route national.

P.K : pierre de kilométrage.

A.P.S : avant projet sommaire.

A.P.D : avant projet détaillé.

D.T.P : direction des travaux publics.

P.D.L : pénétrométre dynamique lourd.

S.C : sondage carotté.

M.C : modèle de mohr-coulomb.

# Chapitre 1 :
# Généralité sur les glissements

**1.Introduction général sur les mouvements de terrain……3**
**2. Glissement de terrains……..…8**
**3. Diagnostic des glissements de terrain……9**
**4. Différents types de glissements de terrains…….10**
**5. Classification des glissements……...14**
**6. Causes de glissements……..…..15**
**7. Reconnaissances et études géotechniques d'un glissement……17**
**8. Quelques événements historiques….....22**
**CONCLUSION……..25**

# Chapitre 2 :
# Les Méthodes d'analyse et les types de stabilisation de glissement

**INTRODUCTION…….27**
**1. Les Méthodes d'analyse des glissements……..…27**
**2. Les types de stabilisation de glissement……...32**
**CONCLUSION……..35**

# Chapitre 3:
# Analyse de stabilité des terrains des talus

**1 introduction……45**
**2 Travaux achevés……45**
**3 Relief et géomorphologie……46**
**4 Géologie de la région……46**
**5 Lithologie……47**
**6 Type de site et zone sismique……47**
**7 Eaux superficiel et souterraines……47**
**8 Analyse des caractéristiques géotechniques……48**
**9 Essai pressionmétrique……58**
**10 Caractéristique géotechnique de sol……65**
**2 Conclusion……67**

# Chapitre 4:
# Calcule de stabilité des talus

**1 introduction.....69**
**2 Plan de situation.....69**
**3 Informations générales sur le procédé.....69**
**4 Elément constituant un massif renforcé.....70**
**5 Données géométriques et géotechniques.....77**
**6 Eléments généraux de construction .....79**
**7. Analyse de la stabilisation du glissement par logiciels talren.....83**
**9 Conclusion.....88**

## 1.Introduction général sur les mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents ou rapides, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission.
Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.
Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques… Tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre.
Les mouvements qui affectent les versants selon colas et pilot (1976) sont extrêmement variés par leur dimension, leur évolution cinématique et la nature des matériaux les constituant. Ils sont classés également selon plusieurs paramètres.
Escario en (1997) classe les mouvements de talus en cinq types de base. Tout en sachant qu'il peut y avoir la combinaison de plusieurs types en un même mouvement, et ces mouvement sont représentés par le plus connue qui est le glissement ainsi que les autre, les éboulements, les culbutes, les dispersions et les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles) les coulées boueuses.

- **Echelle cinématique des mouvements de terrain :**

| Très lent | Lent | Moyen | Rapide | Très rapide |
|---|---|---|---|---|
| 1 mm/an<br>à<br>12 mm/an | 1 mm/mois<br>à<br>50 mm/mois | 1.5 mm/j<br>à<br>100 mm/j | 4 mm/h<br>à<br>10 000 mm/h | 2 500 mm/s<br>à<br>10 000 mm/s |

**Tableau 1 :** guide technique LCPC France.

- **Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements :**

Le tableau (2) présente les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant :

| Terrain | | Vitesse moyenne | Volume | Facteurs déclenchant |
|---|---|---|---|---|
| **Glissement** | Sols massifs fracturés | Très lente à moyenne | De quelques $m^3$ à plus de dix millions de $m^3$ | Eau, terrassements |
| **Dispersions** | Formation meubles | Très lente | De quelques $m^3$ à plus de dix millions de $m^3$ | Chargement, évolution du matériau |
| **Eboulement** | Massif rocheux | De très lente à très rapide | De quelques $m^3$ à plus de dix mille de $m^3$ | Eau, gel-dégel, séisme |
| **Ecoulement** | Sols argileux et limoneux lâches | Très rapide | De dix à plusieurs centaines de milliers de $m^3$ | Très fortes pluies, ruptures de digues |

**Tableau 2 :** guide technique LCPC France.

## 1.1 Les principaux types de mouvements :

### A/ Les glissements au sens strict :

Caractérisés par une sur face de cisaillement, située à des profondeurs variant de quelques mètres à quelques centaines mètres. Ils concernent des matériaux meubles ou des roches très fracturées. Les vitesses sont variables. Plus ces glissements sont superficiels, plus la fissuration du terrain est visible en surface. [8]

**Exemple** : Le glissement de Monestiés du Percy (Isère) du 9 avril 1978.

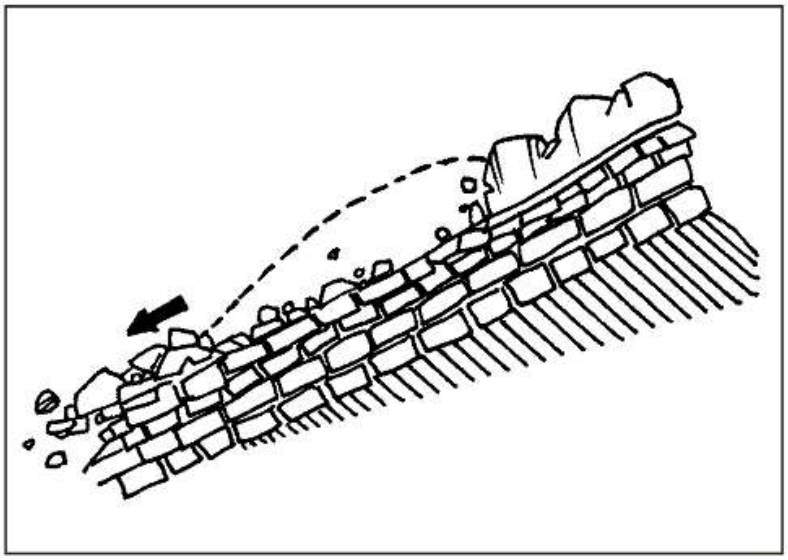


**Figure 1 :** le types de glissement au sens strict.

**B/ <u>Le fauchage</u> :**

C’est un mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des têtes de couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres). Les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rocher disloqué puis d'éboulis. Des ruptures brutales peuvent se produire. [9]

**Exemples :** c'est le cas du Billan situé en rive droite de la retenue du barrage de Grand.

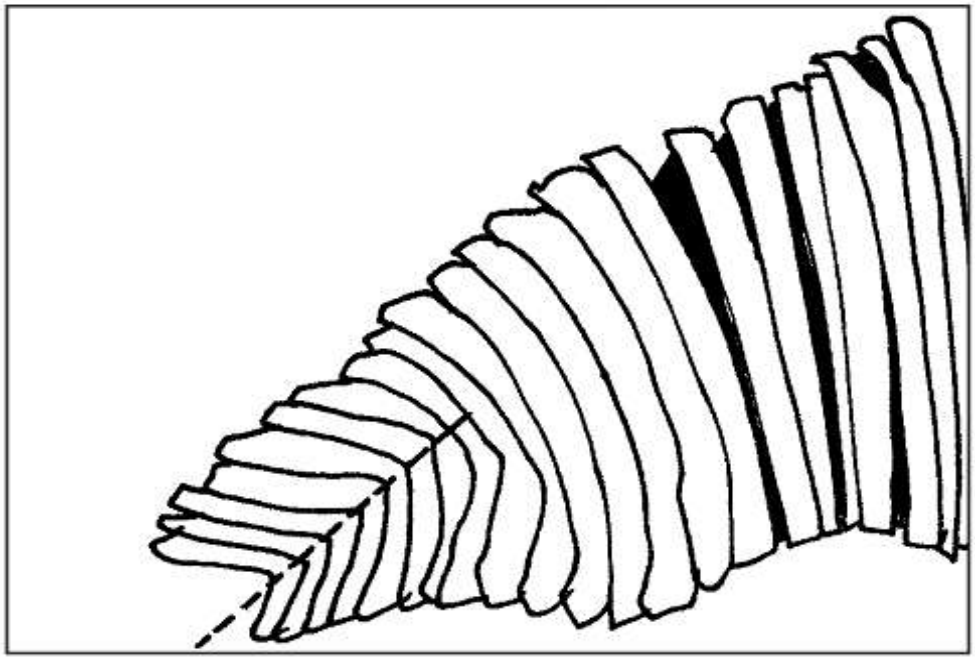


**Figure 2 :** les types de fauchages

**C/ <u>Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses</u> :**

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances .On sait, aujourd'hui, modéliser par le calcul la trajectoire des chutes de blocs rocheux, en rendant compte de leur forme, de leurs rebonds, de leur nature et de celle du terrain de la zone supposée d'arrêt : ce qui permet de dimensionner les ouvrages de protection avec une bonne fiabilité .Dans le cas des éboulements en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue.[9]

**Exemple** : écroulement du Mont Garnier en Savoie qui fit des milliers de victimes en 1248.

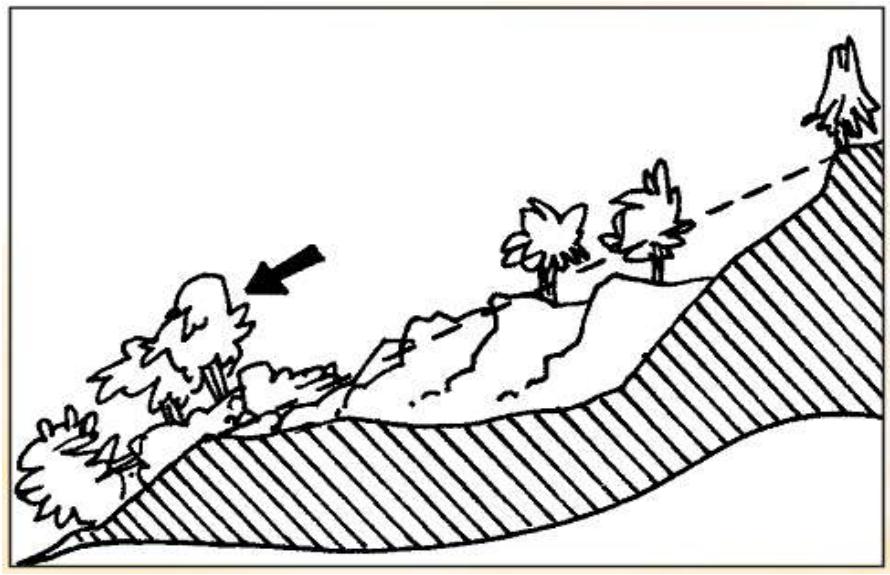


**Figure 3 :** le type de chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses

**D/ <u>Les coulées de boue</u>** :

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détrempés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. L'eau peut aussi provenir du terrain (poches d'eau non drainées) ou être apportée par un ruisseau. [8]

**Exemple** : Coulée de boue du Plateau d'Assy(Haute-Savoie), 72 morts en 1970.

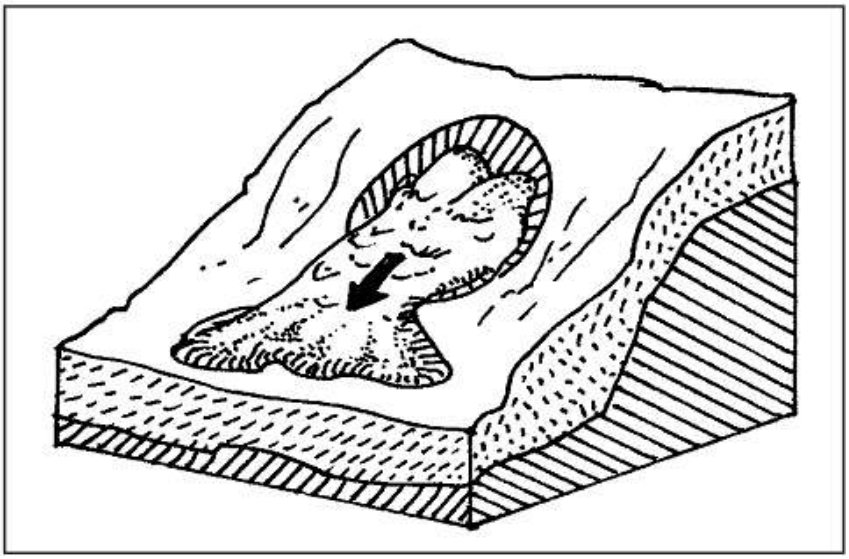


**Figure 4 :** le type de coulées de boue

**E/ <u>Les affaissements et effondrement</u> :**

Ils ont pour origine l'existence de cavités souterraines créées soit naturellement par dissolution (calcaire, gypse) ou entraînement de matériaux fins, soit par l'activité de l'homme (mines, carrières…) L'affaissement est en général brutal et difficile à prévoir. [9]

**Exemple** : l'effondrement à Mots - Savoie -Février 1990.

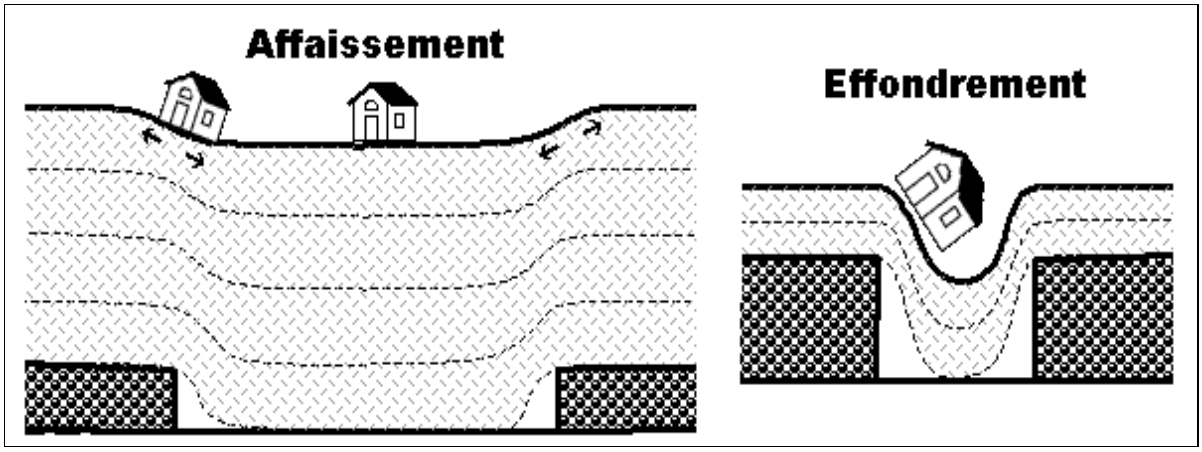



**Figure 5 :** Les affaissements et effondrement.

## 2. Glissement de terrains :

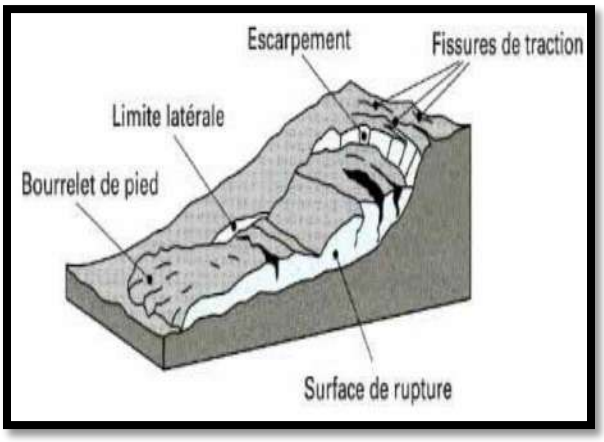
### 2.1. Définition de glissement :

Le glissement est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voir une centaine de mètres pour certains glissements de versant.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain (niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de conservation d'eau, etc.)

Un glissement est le mouvement de descente sur la pente, d'une masse de sol sous l'effet de la gravité selon une surface (plane, circulaire ou quelconque). [10]



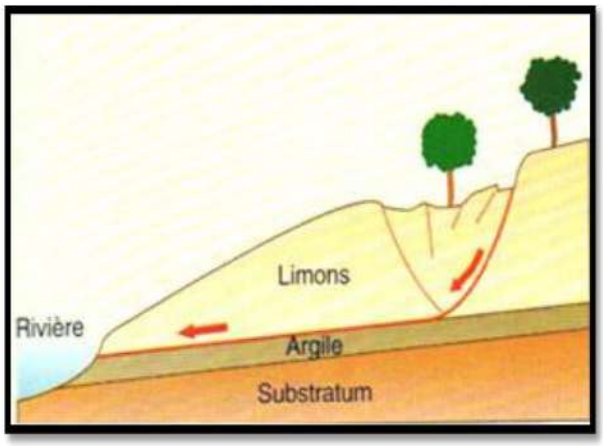




**Figure 6 :** schémas de principe d'un glissement **Figure 7 :** phénomènes de glissement.

Selon Sève et durville (1996), les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices, telles que le poids, excédent la résistance de sol le long de la surface de rupture.

Le volume des glissements de terrain est très variable De quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers). Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions Interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements.
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges).
- Les accélérations produites par des séismes.



**Figure 8-9 :** exemples d'un glissement.

## 3. Diagnostic des glissements de terrain:

Les glissements de terrain se manifestent généralement par des fissures en crête de talus perpendiculaires à la direction générale du mouvement. Sur un profil, on observe une dépression vers le haut et un bombement vers le pied.

Les fissures de traction, quand elles ne sont pas cicatrisées, renseignent en plus sur l'actualité de l'instabilité. Par contre, il est difficile de tirer des renseignements et des informations à la base des dépressions et des bombements du point de vue temporel.

Lorsqu'il y a dénivellation des deux lèvres de la fissure de traction, on parle alors d'escarpement. De même, l'escarpement peut témoigner de l'actualité de l'instabilité si le terrain est nu (absence de végétation) et franc.

La solifluxion est un signe évocateur des mouvements lent de surface : fluage, reptation. L'alternance séchage, mouillage des sols plastiques peut aussi donner lieu à une solifluxion.

L'inclinaison des éléments verticaux (arbres, poteaux, pylônes) est un autre signe révélateur de ses mouvements lents de surface.

Enfin les dommages infligés aux constructions, tels que les affaissements des chaussées, trottoirs, inclinaison des fissures dans les constructions sont des symptômes qui concrétisent Le mieux l'instabilité de sol en pente.

Ces indices peuvent indiquer une instabilité qui peut donner suite à un glissement généralisé dans un intervalle de temps plus au moins long : quelques heures à plusieurs années.

## 4. Différents types de glissements de terrains :

Les sols pulvérulents ayant une structure à grains unique, la résistance au cisaillement y est assurée par le frottement et l'enchevêtrement, chaque particule doit donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable. Au contraire, dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles comme dans les sols pulvérulents, elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et la position dans le dépôt ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement rectilignes, circulaires ou aléatoires. [11][12]

## 4.1 Glissement rotationnels :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.
Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

### 4.1.a)Glissement rotationnel simple :

Les mouvements simples sont les plus courants. Et peuvent être superficiels ou profonds.

Les deux cas classiques :

-Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied

-Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas trop profond.

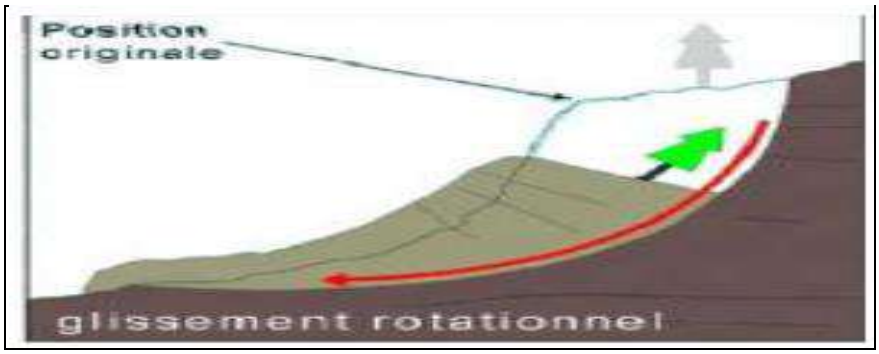



**Figure 10 :** schéma d'un glissement rotationnel simple**.**

**4.1.b) <u>Glissements rotationnels complexes :</u>**

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :
-Anisotropie de structure.
-Anisotropie mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur,
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.
Citons :
- Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissements en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.
- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain .
- Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

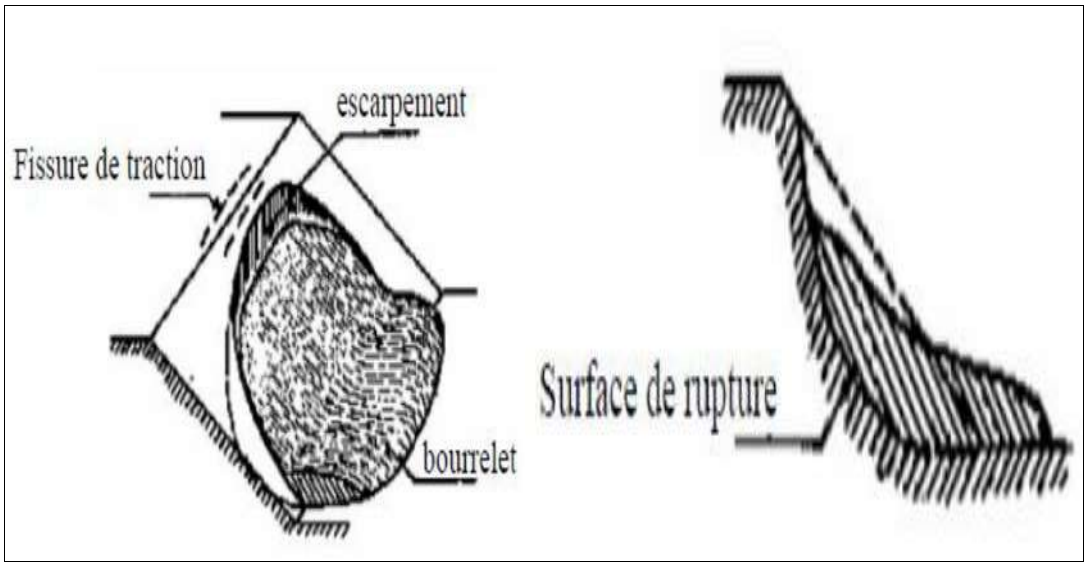



**Figure 11 : les** Caractères communs aux glissements rotationnels**.**

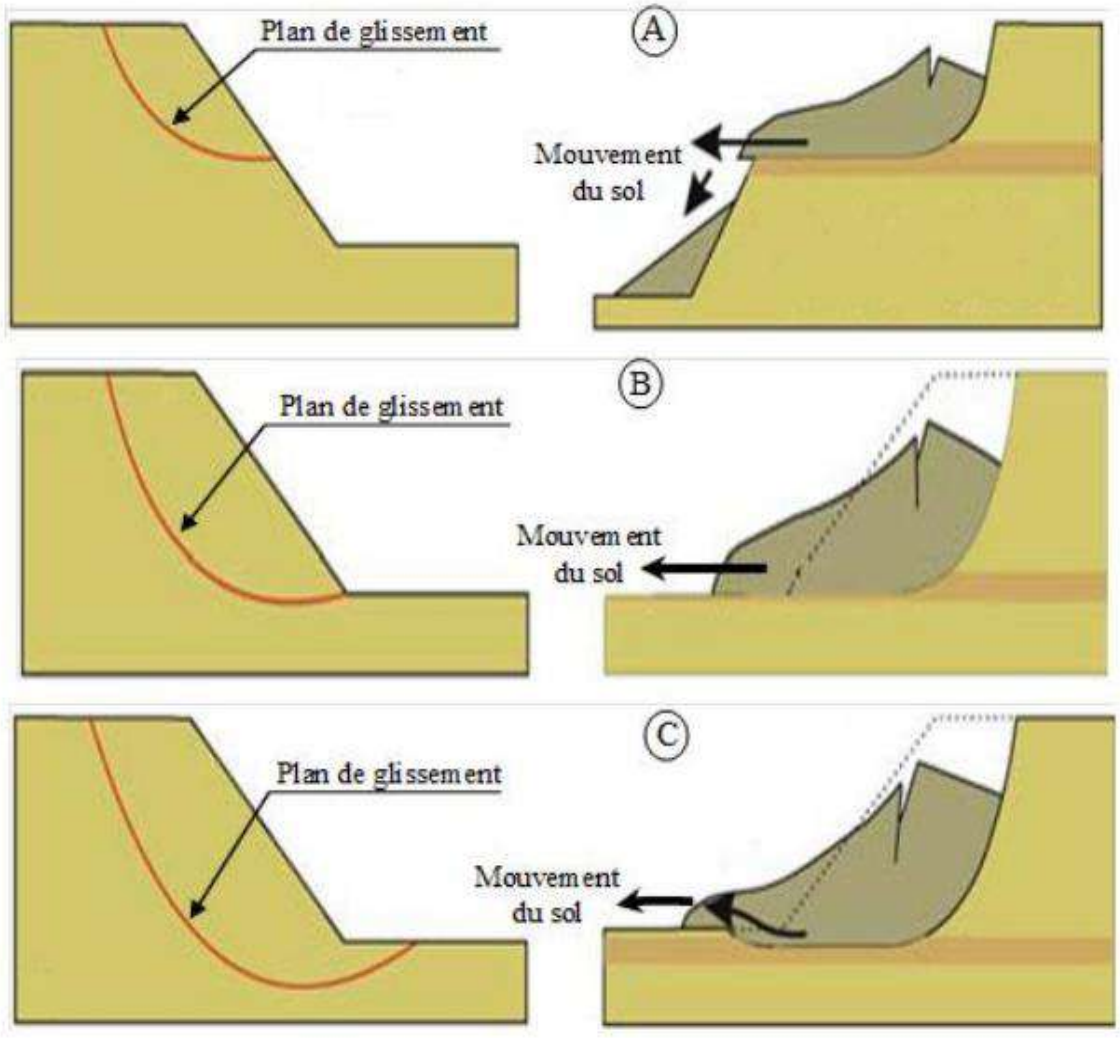



**Figure 12 :** Glissement circulaire à flanc de talus, au pied du talus et en profondeur.

## 4.2 Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

Les zones de flysch, les schistes marno -calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. Figure 12.

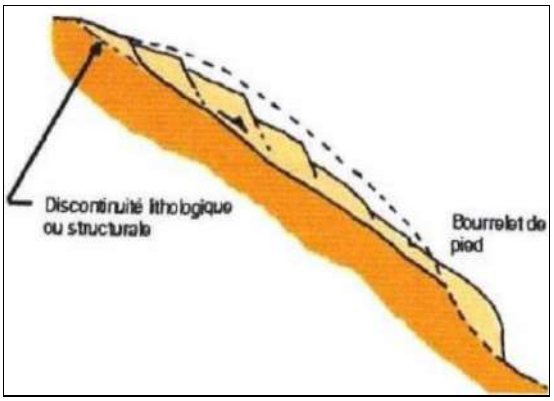



**Figure 13 :** Glissement plane

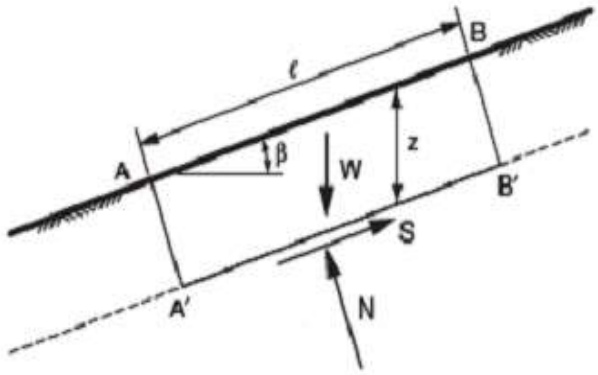



**Figure 14 :** pentes infinies de surface de rupture plane

## 4.3Glissements sur une discontinuité préexistante :

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont Sensiblement parallèles aux versants, et constituant des surfaces de glissements potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roches sédimentaires.

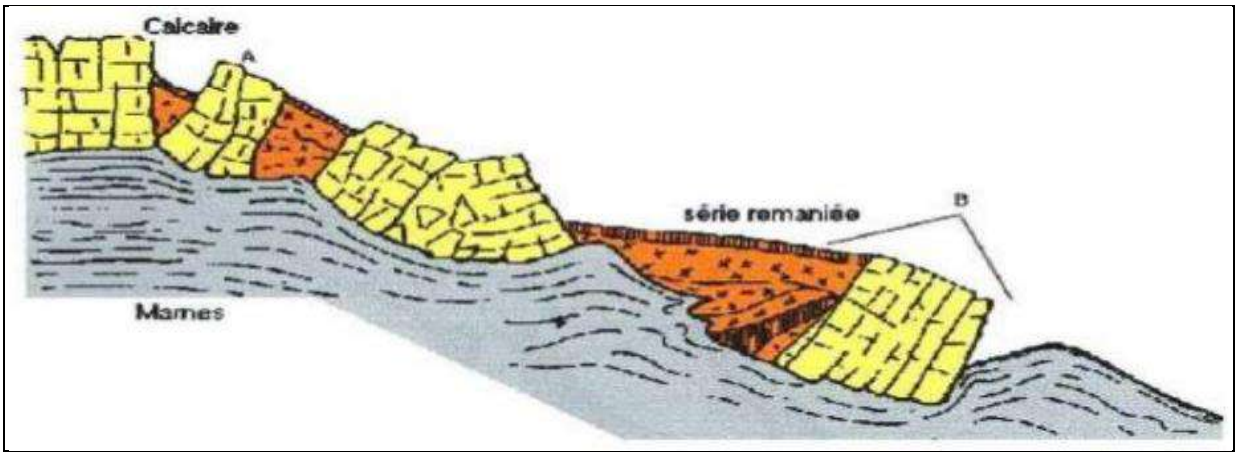



**Figure 15 :** Glissement complexe.

## 4.4 Le glissement quelconque (aléatoire) :

Dans ce cas voir (**figure 16**), le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de surface de glissement est forme irrégulière, il s'agit souvent d'une combinaison des cas précédents, (BRGM, 2004).

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées souvent par, le plan de cisaillement qui rejoint une couche de faible résistance.

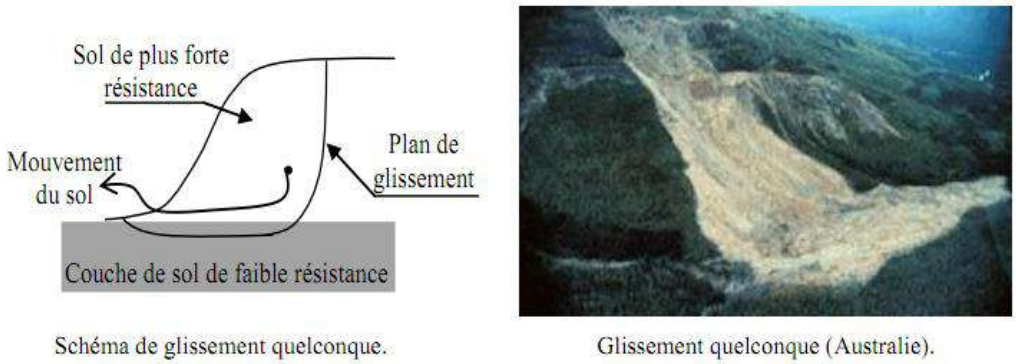



**Figure 16 :** Glissement quelconque (aléatoire).

## 5. Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée, de la surface de glissement (Tableau 3) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau 4)

| Glissement | Surface de glissement |
|---|---|
| Superficiel | 0 - 2m |
| Semi- profond | 2 - 10m |
| Profond | 10 - 30m |
| Très profond | > 30m |

Tableau 3 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement
D'après DETEK

| Glissement | Vitesse de glissement |
|---|---|
| Su stabilité, très lent | 0 – 2cm/an |
| Peu actif, lent | 2- 10cm/an |
| Actif (ou lent avec phase rapides) | > 10cm/an |

**Tableau 4 :** Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

## 6. Causes de glissements :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et les terrains meuble (sols compris) et d'eau sous l'effet de la gravité.

Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, Éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent).

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent Rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres Fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes; ils déterminent la disposition générale du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus qui mène à une telle instabilité commence en fait dès la formation de la roche, c'est à dire lorsque les Propriétés chimiques et physiques de celle-ci sont bien établies. Ces propriétés déterminent notamment son comportement face à l'altération et à l'érosion.

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le Versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, Les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit Des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture Notables.par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (Pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets.

Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des Facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de

forte intensité ou de longue durée – éventuellement combinées à la fonte des neiges, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés. Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences Anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les Excavation sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation de niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain.

Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes Principales : l'eau et la présence des fractions fines.,[13]

## 7. Reconnaissances et études géotechniques d'un glissement :

Les moyens de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques doivent être adaptés au site considéré et à l'étendue de la zone étudiée.

## 7.1 Les essais géotechniques :

### 7.1.1 Essais "in situ" :

#### a. Pénétromètres dynamiques :

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges ( figure 1).L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe. [14]

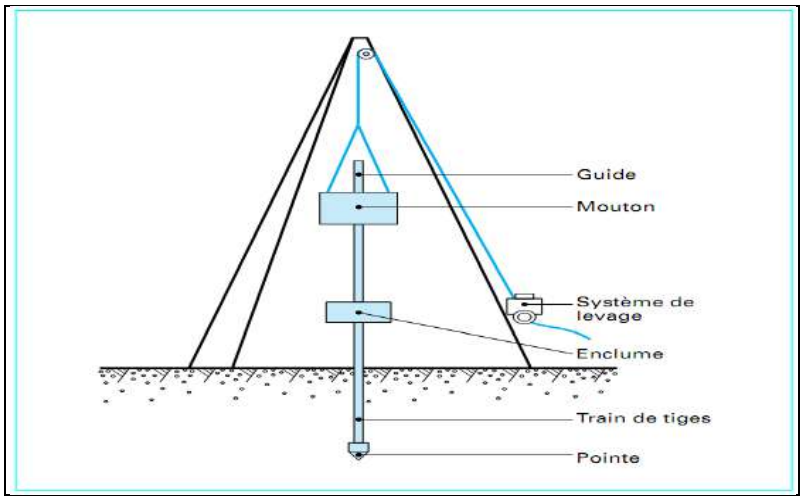



**Figure 17 :** Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique.

En France, deux types de pénétromètres dynamiques sont normalisés : les pénétromètres de type A et les pénétromètres de type B.

## b. Pénétromètres statiques :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges (figure 17). [14]

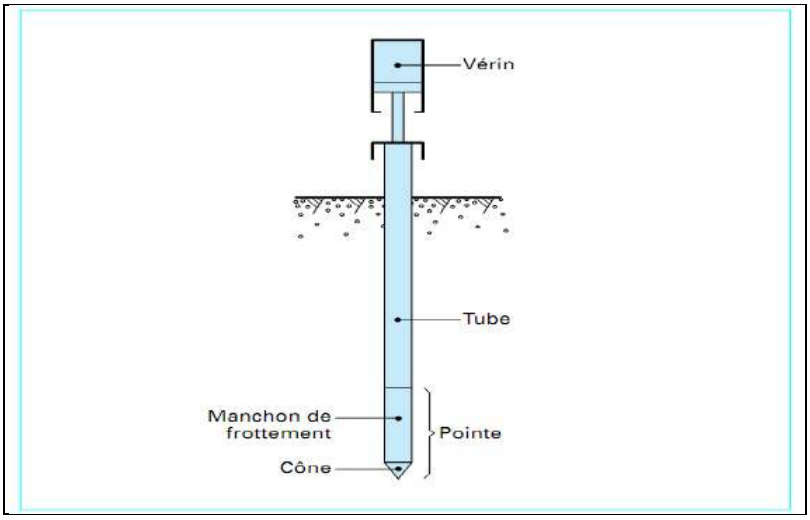



**Figure 18 :** Schéma de principe du pénétromètre statique.

Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée qc.

## 7.1.2 Essais de laboratoire :

### a. Teneur en eau naturelle :

Elle définit le rapport en % du poids d'eau Ww que le sol contient au poids Wd de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.

### b. Analyse granulométrique :

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau.
Elle comprend deux opérations:
-tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80***µm***
-Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80***µm***



**Figure 19 :** Analyse granulométrique

### c. Les limites d'Atterberg :

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.
Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



**Figure 20 :** Les limites d'Atterberg

### d. Les essais de cisaillement :

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (C) et l'angle de frottement (φ) :

| *Glissement* | | 01 | 02 |
|---|---|---|---|
| *Sondage* | | 01 | 01 |
| *Profondeur (m)* | | 1.50-3.00 | 6.60-7.00 |
| *Essai de cisaillement rectiligne* | **Cohésion (bars)** | 0.04 | 0.45 |
| | *Frottement (°)* | 14.56 | 20.33 |

**Tableau 5 :** Caractéristiques des sols

### e. L'essai de la boîte de Casagrande :

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression.
L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau.
L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture.
L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain.

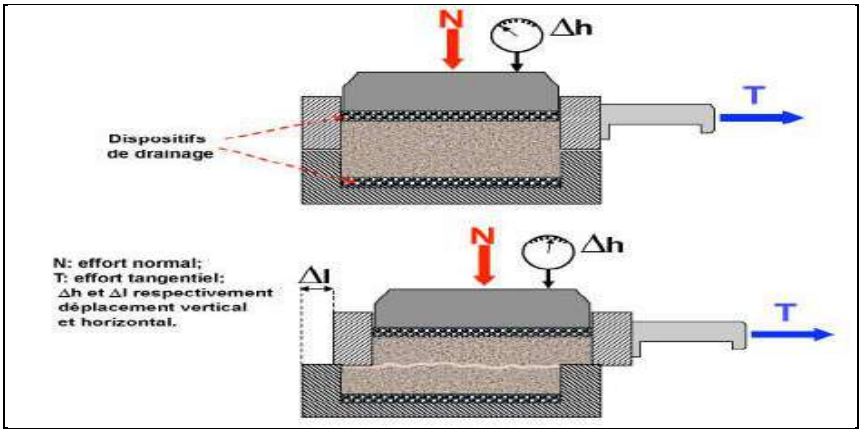



**Figure 21 :** La boite de Casagrande.

**f.L'essai oedométrique :**

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps.et déterminé et établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).



**Figure 22 :** L'essai oedométrique.

## 7.2 Reconnaissance géologique :

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes.
L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone Considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.
La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

## 7.3 Reconnaissance hydrogéologique :

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, la hydrogéologique est très importante Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques

utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

## 7.3.1 Les essais hydrogéologiques :

### a. Mesure du coefficient de perméabilité k sur le terrain

Les mesures se font généralement sur le terrain par deux types d'essais :

- **L'essai ponctuel :**

Pour les formations meubles ou peu consolidées, on l'appelle essai Lefranc. Il est habituellement exécuté en même temps que le sondage. Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant Q dans une cavité limitée par la paroi du sondage et à la partie supérieure par un bouchon étanche. On crée ainsi une variation de charge dans la cavité. Lorsque le régime d'équilibre est atteint, on a la relation simple : Q = k.C.h avec C coefficient qui dépend de la forme de la cavité. Pour une meilleure précision, on pompe et injecte à plusieurs débits.
Cet essai peut se réaliser également dans les piézomètres.

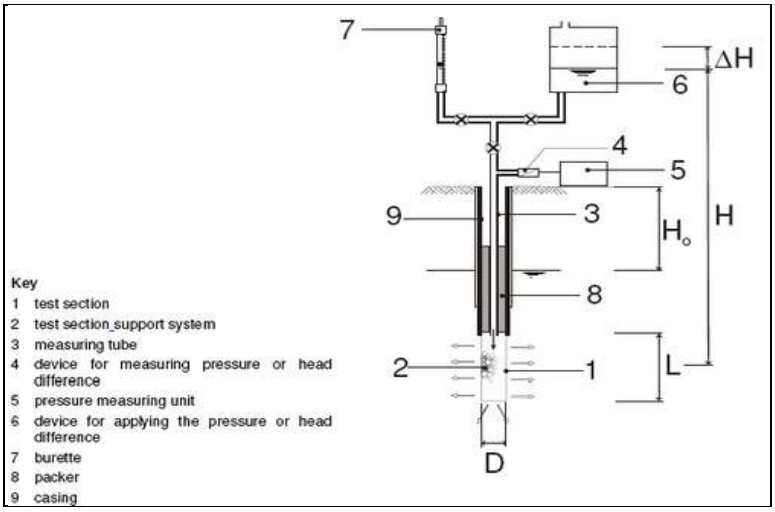



**Figure 23 :** L'essai ponctuel (Lefranc).

- **L'essai de pompage :**

On réalise un puits de diamètre suffisant pour descendre une pompe ou une crépine jusqu'au mûr imperméable. Autour de ce puits, on pose des piézomètres. On pompe à débit constant et l'on suit le rabattement dans le puits et les piézomètres. On obtient pour chaque piézomètre, une valeur de k (perméabilités) et S (coefficient d'emmagasinement).
Après l'arrêt du pompage, on enregistre la remonté de la nappe dans les piézomètres, ce qui permet de calculer la perméabilité du terrain d'une manière plus facile que la descente.
L'essai de pompage donne une valeur moyenne de la perméabilité dans un volume très grand. La précision obtenue est de l'ordre de 10%.

**b. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire :**

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur des échantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes). Ces essais sont habituellement effectués sur des éprouvettes de sol homogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain. La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité. [1]

## 7.4 Reconnaissance géophysique :

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques: (Magnétiques, prospection électrique, Prospection sismique, Prospection gravimétrique).

## 7.5 Repérage topographique de la zone instable :

Pour repérer topographiquement la zone instable, il est nécessaire de réaliser un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur ou se situé la zone instable, d'en extraire un plan des courbes de niveau, ainsi que des profils en travers jalonnés.

## 8. Quelques événements historiques :

- **8.1 En Europe :** LA CLAPIÈRE, LE PLUS GRAND GLISSEMENT DE TERRAIN D'EUROPE(France)

Le glissement de la Clapière fait l'objet d'études détaillées depuis plus de trente ans et est ainsi l'un des plus étudiés d'Europe. Il est situé en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour et à seulement 50 km de Nice. La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement. Il est situé sur un versant constitué de gneiss plus ou moins altéré. La vitesse de déplacement du glissement a augmenté au cours de trois périodes. De 1952 à 1965, on a observé des déplacements de 40 cm par an. Puis cette vitesse est passée à 60 cm par an entre 1965 et 1975, et à 150 cm par an de 1975 à 1984. Enfin, dans les années quatre-vingts, le glissement a connu des pointes à 10 cm par jour. Le début des mouvements, il y a plus de trente ans, a été marqué par l'apparition d'un décrochement au sommet, et par la croissance d'un cône d'éboulis.

La multiplication des chutes de pierres, puis de gros blocs, a conduit à fermer la route qui passait au pied du versant.

C'est en 1987 que la plus grande crise a été atteinte avec des déplacements atteignant 10 cm par jour. Le glissement menaçait alors de barrer la vallée, ce qui aurait pu provoquer la formation d'un

lac temporaire ; en cas de vidange brutale de celui-ci, un village proche était menacé. Heureusement, durant cette même année, les mouvements ont ralenti et sont revenus à des vitesses de quelques millimètres par jour.

Evolution du glissement de la Clapière Le glissement de la Clapière reste une menace permanente pour les habitations proches. Aussi, un tunnel a-t-il été construit pour canaliser les écoulements en cas d'obstruction de la Tinée ; en cas d'accélération brutale du mouvement cela protégera de l'inondation le village de Saint-Étienne-de-Tinée.



**Figure 24 :** LA CLAPIÈRE(France)

Les scientifiques ont observé que chaque année les déplacements sont plus IMPORTANTS au printemps, mettant ainsi clairement en cause le rôle de l'eau souterraine dans la dynamique de ce glissement, même si ce facteur n'est pas le seul. Entre 1976 et 2005, les déplacements cumulés dépassent les 80 m et représentent un volume en mouvement estimé à 50 millions de m3.

L'exemple de la Clapière permet de faire un inventaire des différents paramètres favorisant les glissements de terrain. Dans les chapitres qui suivent, nous vous présentons les principaux facteurs.

- **8.2 <u>en Algérie :</u>**

Les mouvements de terrain sont très variés en Algérie, par leurs natures (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, affaissements, gonflement ou retrait des sols,...) et par leur dimension. La majorité des villes du Nord sont concernées par ce type de risque, avec des fréquences variables.

Les coulées de boues sont constituées d'un mélange fluide, fortement concentré d'eau et de particules solides, dont le diamètre s'étend du micron au mètre et la vitesse de l'écoulement est entre 1 à 20 $m.s^{-1}$. Elles se déclenchent dans la plupart des cas après de longues et / ou fortes pluies. Les volumes de matériaux transportés vont de quelques milliers à plusieurs millions de m3et les distances de transports 'étendent sur une distance allant de quelques centaines de mètres à plusieurs kilomètres. De plus, elles ont une forte capacité à transporter et à arracher des matériaux du substratum.

- **Cas de Bejaïa :**

La figure (4) présente un schéma global du glissement survenu à Bejaïa où des infiltrations d'eau du coté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale.

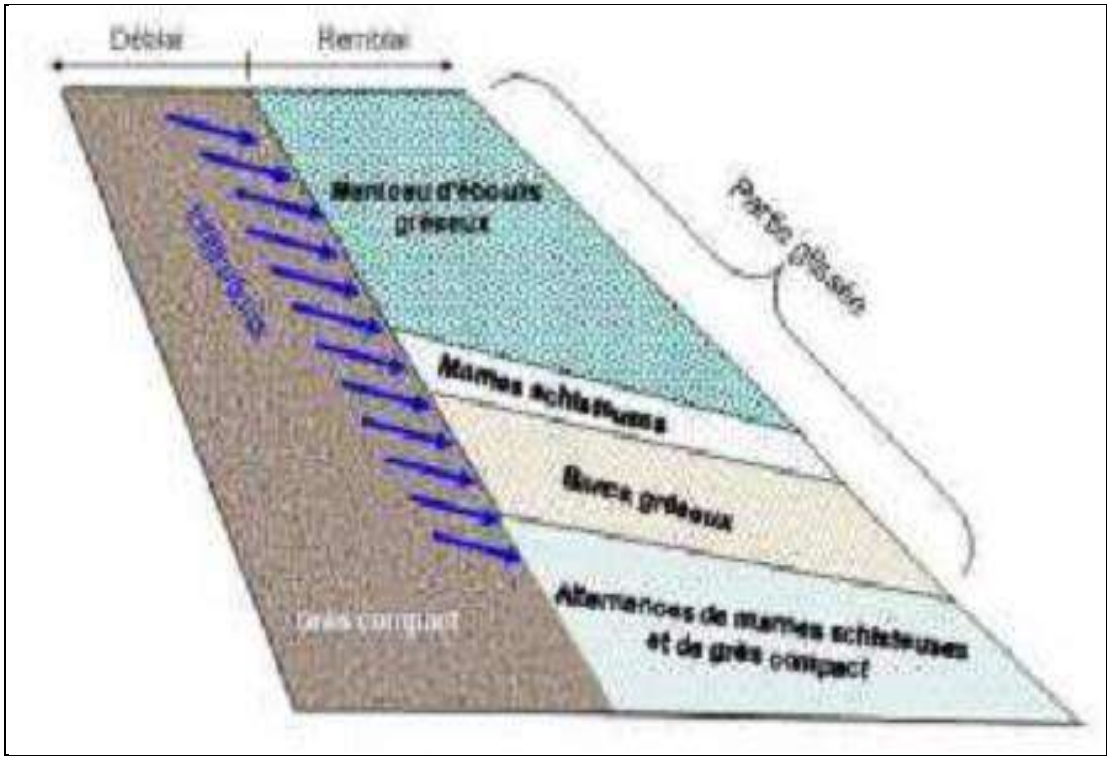



**Figure 25 :** glissements expertisés en Algérie

4-Diagnostic de quelques cas de glissements expertisés en Algérie La réalité du phénomène nous a souvent surpris

• Plusieurs cas sont apparus ces dernières années avec la rigueur des hivers provoquant l'abondance d'eau pluviale.

• Parfois inattendu : éboulement spectaculaire d'AOKAS (village situé à 25km à l'Est de BEJAIA).



**Figure 26 :** Glissement Eboulement spectaculaire d'AOKAS

## CONCLUSION :

Après avoir bien défini ce qu'est un glissement, ses causes, ses différents types, ainsi que les zones qui lui sont propices, on a fait une investigation géotechnique, géologique et hydrogéologique, de procéder à une auscultation bien détaillée, il reste maintenant à choisir la méthode adéquate ainsi que les diverses solutions assurant le confortement du glissement .ceci étant l'objet du deuxième chapitre.

# INTRODUCTION :

Après détection d'un glissement l'ingénieur responsable doit faire toutes les investigations nécessaires pour connaître les données relatives et les méthodes d'analyse au phénomène et aboutir à la solution la mieux adaptée.

## 1. Les Méthodes d'analyse des glissements :

On a plusieurs méthodes de glissements qui nous aident à connaitre les caractéristiques des glissements et ces méthodes sont (à revoir) :

### 1.1 Méthode d'équilibre limite:

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement Homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien Définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi Le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement Préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo matériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:

$$\tau = C + \sigma \tan \Phi$$

C: Cohésion effective

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classé en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranche. Les méthodes des tranches les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern et Price1965, ……). [1]

## 1.2 Méthodes des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un Certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces.

Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois. [2]

- La surface critique.

- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface.

- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture en partant des équations d'équilibre).

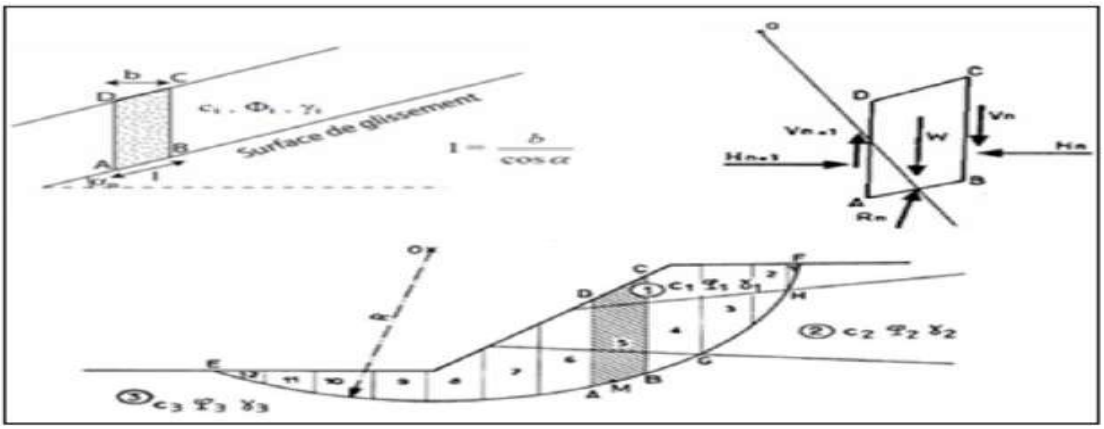



**Figure 27 :** Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

### 1.2.1 Forces sur une tranche

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. Les inconnus et équations pour un système de n tranches est :

- n équations des moments pour chaque tranche; $\sum \mathbf{M} = 0$
- n équations des forces verticales pour chaque tranche; $\sum \boldsymbol{F}y = 0$ } 3n
- n équations des forces horizontales pour chaque tranche; $\sum \boldsymbol{F}x = 0$

Les inconnus sont comme suit :

- 1 facteur de sécurité
- n forces normales N à la base de chaque tranche
- n localisations de la force normale
- n-1 forces normales entre les tranches
- n-1 forces de cisaillement
- n-1 localisations des forces entre les tranches

} 5n− 2 inconnus

Si on veut satisfaire toutes les conditions d'équilibre, nous avons 5n-2 inconnus à déterminer. Or nous ne disposons que de 3n équations.

Le système est donc statistiquement indéterminé.

Les méthodes que nous allons voir ne pourraient donc pas satisfaire rigoureusement aux 3 conditions d'équilibre. Les méthodes vont habituellement satisfaire l'équation des moments et peut être une autre condition.

Dans le cas de l'équilibre d'une surface circulaire, il est possible de faire quelques hypothèses. Il est possible d'assumer que W et N agissent au centre de la base de la tranche. Ainsi la localisation de la force normale à la base de la tranche n'a plus d'importance et disparaît (-n inconnus). Il reste donc (4n-2) inconnus.

### 1.2.2 Mise en équation du problème :

Soient YA(x), YB(x) et e(x) respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussé (lieu d'application des efforts inter-tranche Hi: et Vi).

YA(x) et YB(X) sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R; sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche(cette dernière supposition, constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé).

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

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

• Son poids

$$W=\gamma_n.h_n.b_n$$

Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux Hn et Hn+1 et en efforts verticaux Vn et Vn+1

La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle. [3]

## 1.3 Méthode de Bishop :

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement T sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement Ti. Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) n'entraîne que la mobilisation de la valeur T inférieure à Ti ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$\mathbf{F} = \frac{\boldsymbol{Tmax}}{\mathbf{T}}$$

A noter que les valeurs de T et de Ti varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture.

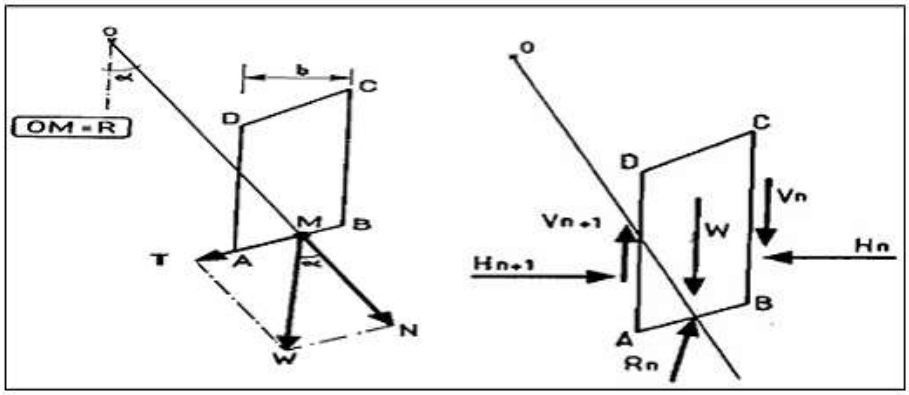



**Figure 28 :** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP

### 1.3.1 Méthodes simplifiée de Bishop(1955):

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales (à revoir), l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [2]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

- la surface de rupture est circulaire
- les efforts interbranches sont (T = 0) est que $v_n - v_{n-1} = 0$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_i.\sin\alpha_i} \sum_1^n \frac{(c'_i.b+(W-v_i-v_{i+1})-u_n b)tan\varphi'_i}{\cos\alpha_i+\frac{\tan\varphi_i}{Fs}\sin\alpha_i}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP.

L'expression de Fs devient :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin\alpha_i} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{c'_i b+[W-u_n b]tan\varphi'_i}{\cos\alpha+\sin\alpha\frac{\tan\varphi_i}{F_s}}$$

**a) Cas d'un sol cohérent, saturé : (**φ=0)

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n Cu.b}{\sum_1^n w_i.\sin\alpha_i} \times \frac{1}{\cos\alpha_i}$$

On remarque que Fs (Fellenius)= (Bishop simplifiée)

La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.
Limitations :

Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.

Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.

## 1.4 Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

− La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

− Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, … etc.

− Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques.

− L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

− D'effectuer les calculs d'écoulement.

− De simuler toutes les phases de travaux.

− De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont(à revoir) :

− Les déplacements des ouvrages.

− Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

− Les déplacements du sol.

− Les déformations du sol.

− Les contraintes totales et effectives dans le sol.

− Les pressions interstitielles.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

Les principaux logiciels utilisés en France, sont : (logiciel utilisés en Algérie?).

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique. Pour notre problème, en utilise Plaxis.

## 2. Les types de stabilisation de glissement :

## 2.1 Renforcement :

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés. Les renforcements sont divisés en deux grandes parties [6]

### 2.1.1 Les renforcements rigides :

Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- Les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux.
- Les remblais.
- Les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration. [6]

### 2.1.1.b Le clouage :

Les clouages des sols et rochers sont des structures de soutien et servent d'éléments de raccordement .On connaît cette technique sous les termes de « sol à armatures » ou «assemblage à chevilles ». On utilise des tiges en acier (clous) et en plastique qui servent d'ancres souples, mais également des pieux ou des corps d'injection pour « Armaturer » le sol.[5]

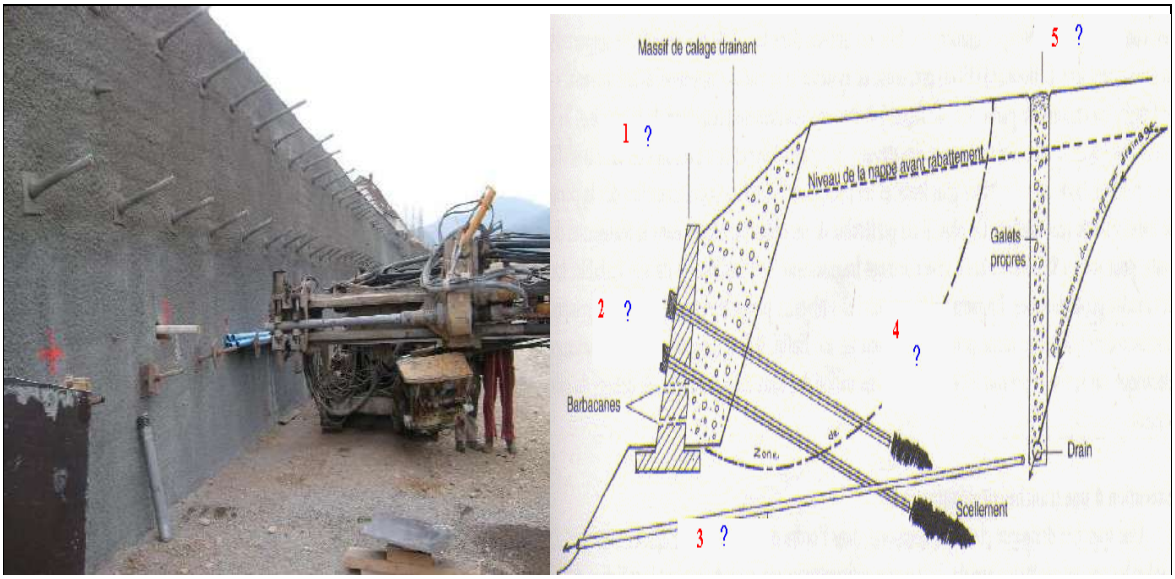



**Figure 29 :** le clouage

### 2.1.1.c Les murs de soutènement :

Un mur de soutènement se compose la plupart du temps de deux parties :

-La paroi résistante : voile

-La semelle de fondation.

Les murs de soutènement en béton armé constitué la catégorie la plus courante des ouvrages de soutènement (3/4) Ils peuvent être de formes diverses et être réalisé de multiple façon. [5]



**Figure 30:** Murs de soutènement en béton armé

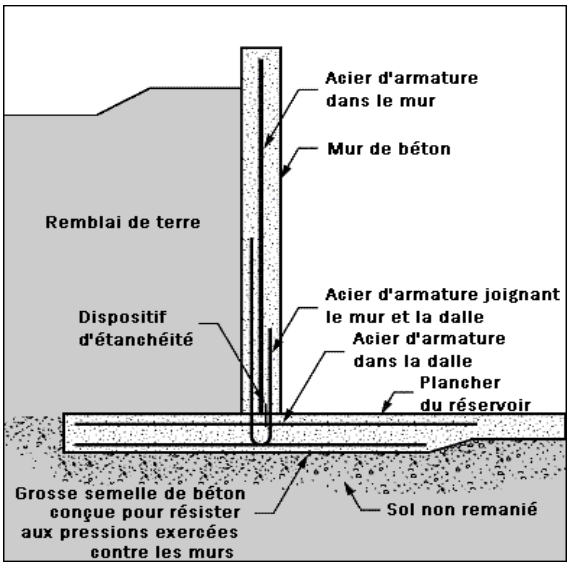



**Figure 31:** composition de mur de soutènement

### 2.1.1.d Les palplanches :

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent différemment selon le modèle.

En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain.



**Figure 32 :** Les palplanches

### 2.1.1.e Gabions:

Mur de gabions (casiers remplis de pierre en grillage métallique) disposé en pied de glissement pour stopper son évolution vers la route. [6]

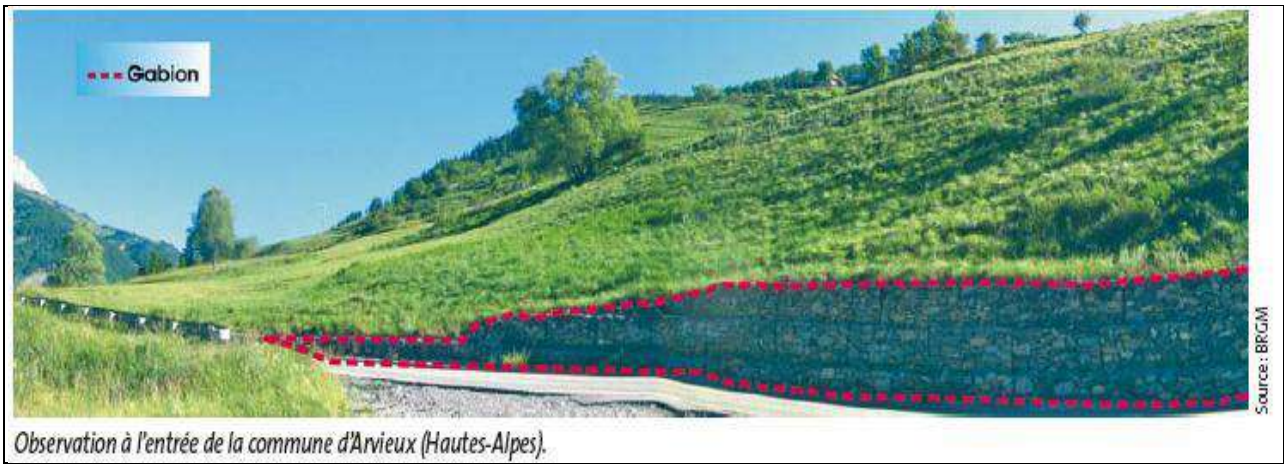



**Figure 33 :** Mur on gabions

### 2.1.1.f Enrochement:

Éperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sure la chaussée.[6]




**Figure 34 :** Enrochement

## 2.1.2 Les renforcements souples :

Il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations qu'il n'était pas en mesure de supporter auparavant, ces renforcements travaillent généralement en traction comme les géotextiles, les géo grilles, et les texsols.

### 2.1.2.a Terre armée :

La technique de la terre armée date des années 60 et depuis elle n'a pas cessé d'évoluer tant au niveau des outils de dimensionnement qu'au niveau des matériaux et esthétique du parement de protection.

Le principe de la terre armée repose sur l'association d'armatures synthétiques à un remblai mis en œuvre par couches successives.

Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol armatures. Les armatures sont solidarisées à un parement généralement en béton.

### 2.1.2.b Soutènements en TEXSOL

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés.

Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitée.

### 2.1.2 c Les géo synthétiques:

Les géo synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d´aviation, etc.



**Figure 35** : Les géo synthétiques

### 2.1.2.d Le pneu sol :

Le pneu sol est un matériau composite constitue de deux éléments ayant des modules de déformation très différents : d'une part le pneu et d'autre part le sol.

Le comportement global d'un tel matériau résulte des caractéristiques mécaniques des deux composants de base et de leurs proportions relatives. [7]



**Figure 36** : Le pneu sol

## 2.2 Terrassements :

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

-les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.

-les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.

-les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre.[6]



**Figure 37 :** Terrassements

## 2.3 L'allègement tête de glissement :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.). [5]




**Figure 38 :** Allègement en tête

## 2.4 La purge totale:

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.[6]

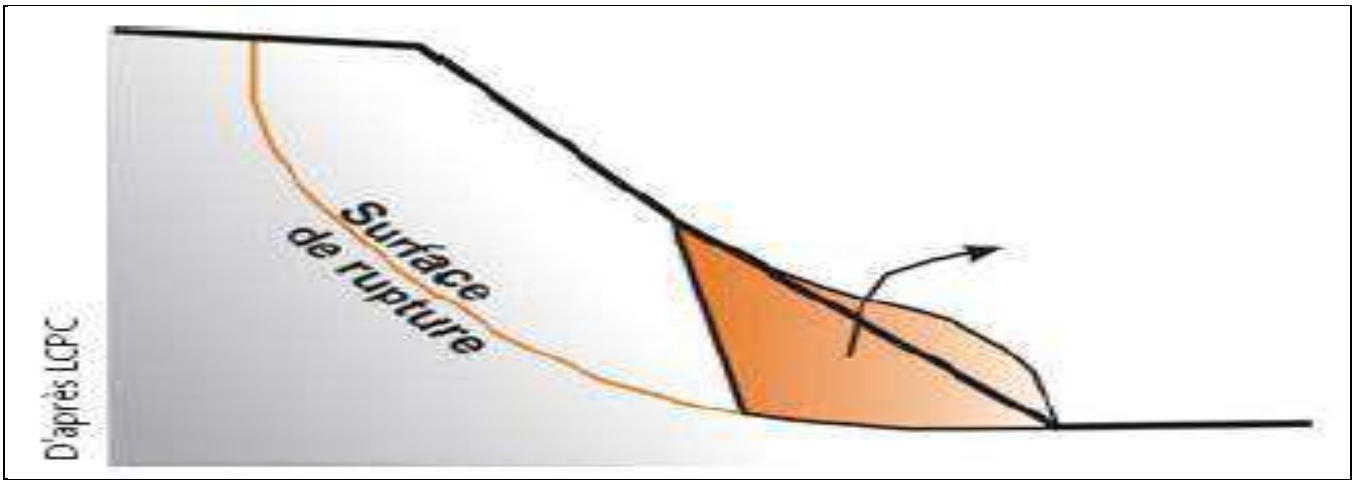



**Figure 39 :** Purge

-

## 2.5 Substitution totale Ou partielle:

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

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.[5]

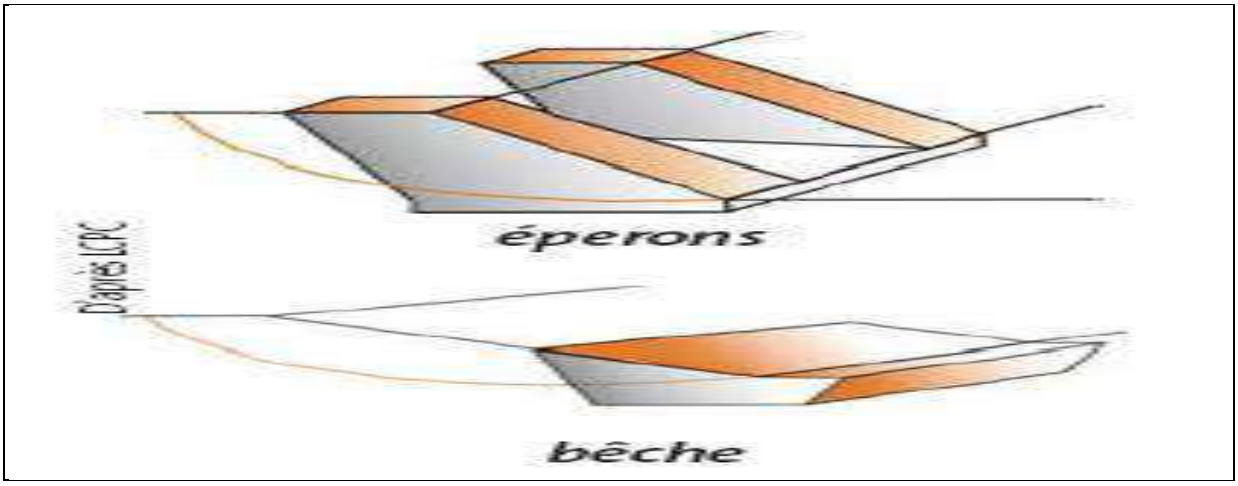



**Figure 40 :** Substitution totale Ou partielle

## 2.6 Dispositifs de drainage:

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements). [5]

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

## 2.7 Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface

ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements. [6]

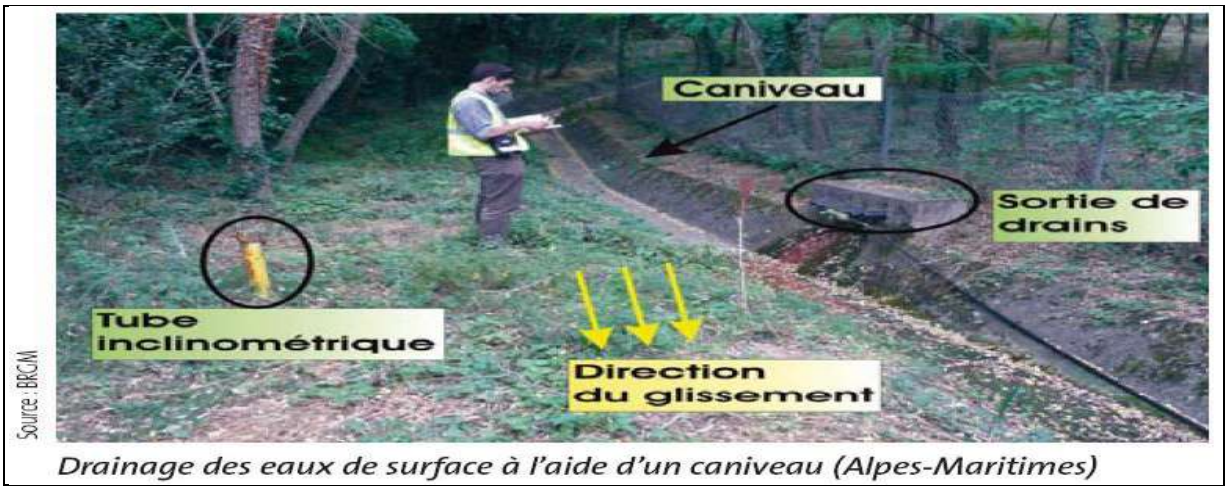



**Figure 41 :** Drainage de surface

## 2.8 Tranchée drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent êtreréalisées de plusieurs façons :à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.[6]

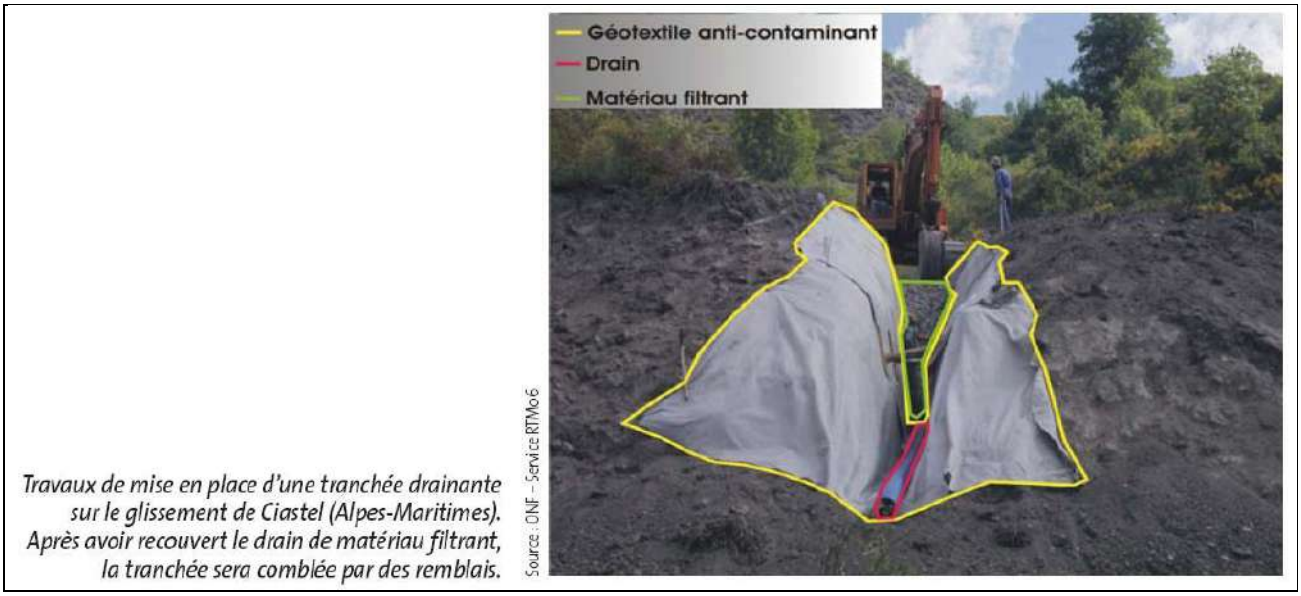



**Figure 42 :** Tranchée drainantes

## 2.9 Drains subhorizontaux:

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleur justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.[6]

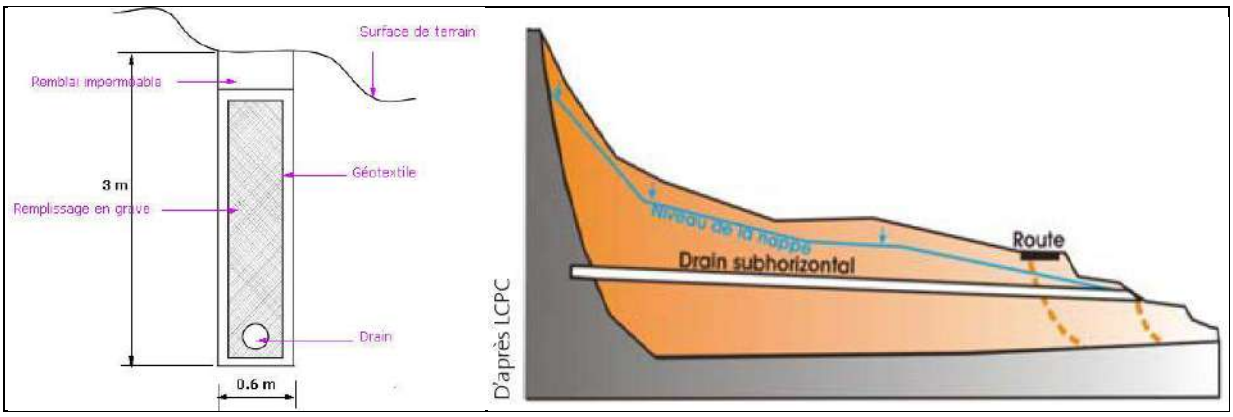



**Figure 43 :** Drains subhorizontaux

## 2.10 Drainage profound:

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. [6]

IL peuts'agir de

- drains sub horizontaux .
- drains siphons .
- de galleries drainante .
- de drains ou puits verticaux.



*Exutoire d'un drain-siphon (Alpes-Maritimes)*

**Figure 44 :** Drainage profound

## 2.11 Eléments résistants:

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. [5]

## CONCLUSION :

Lorsqu'un glissement est détecté il est important de connaitre les méthodes du calcule de stabilité et faire des études pour connaitre la solution idéal pour stabilise le glissement.

## 1-introduction :

Le projet de la présente étude se situe à 2km au sud de la ville de Chiffa, Wilaya de BLIDA, entre PK0+265-PK0+315.759 et PK2+751.677- PK2+769.838, avec une longueur de 67.5m.

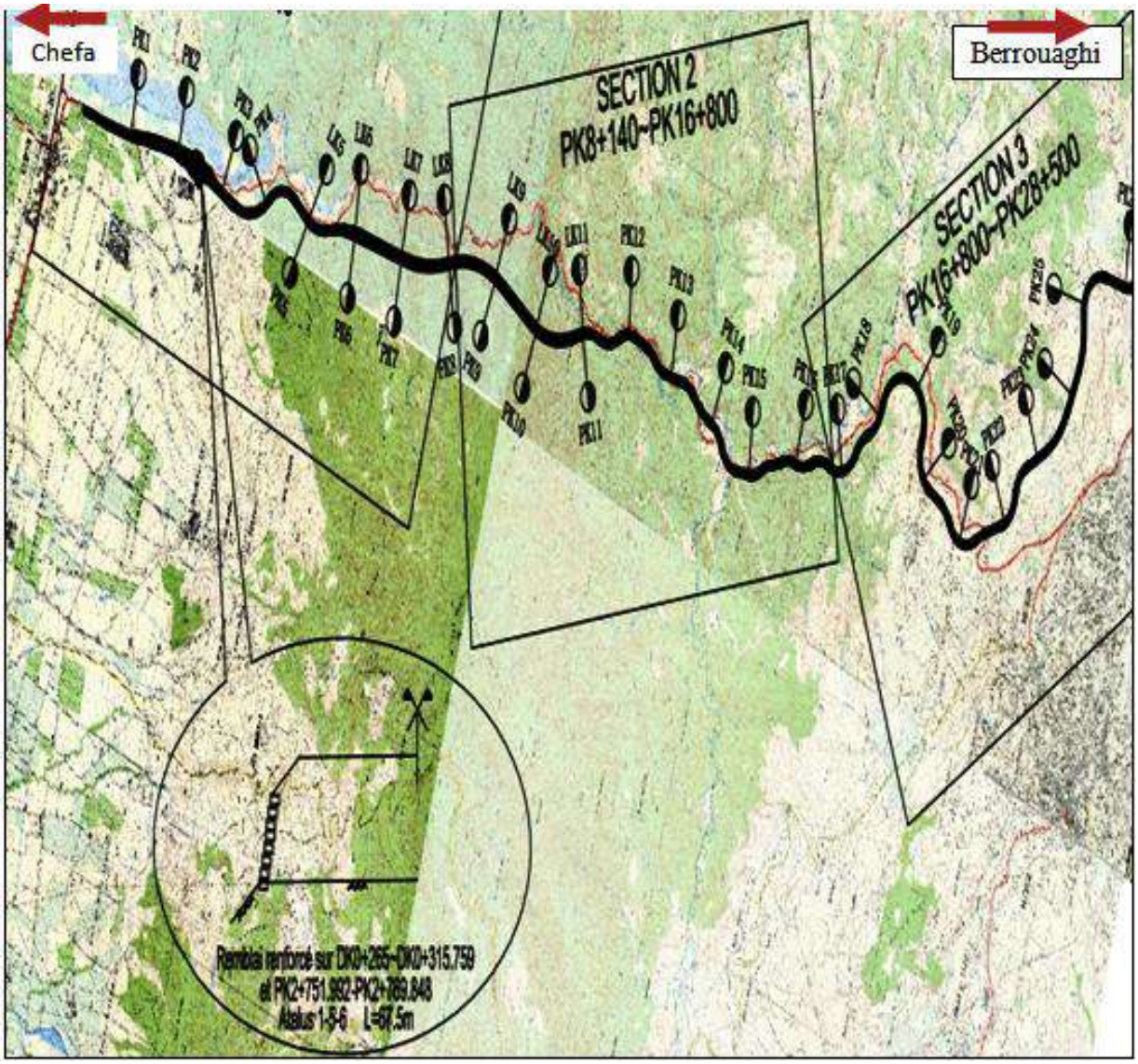



**Figure 46 :** plan de section (01) PK0+000 – PK8+140.

## 2-Travaux achevés :

Durant la phase d'exécution, on a réalisé un sondage pressionmétrique à l'aide d'une sondeuse et d'une pression mètre, suivie d'une enquête géotechnique. Trois échantillons sont prélevés sur lesquels on a réalisé des essais d'identification, **(voir les détails dans le tableau 6).**

| Sondage en place | No sondage | Pk et distance | Un sondage catégorie | coordonnée | | Altitude (m) | La profondeur De sondage (m) | remarque |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | X(m) | Y(m) | | | |
| | PS2-15 | PK2+760D20m | PS | 477743.2950 | 4031757.956 | 143.46 | 20.2 | exe |

| Essais au Laboratoire | Types d'essai | Nombre (groupe) |
|---|---|---|
| | Identification physique | 3 |
| | Essais mécaniques | 0 |
| | Essais sur matériaux | 0 |

**Tableau 6 :** récapitulatif et quantifié des travaux d'investigation géotechnique

**Remarque: G :** gauche, **P :** puit, PS **:** pressiomètrique.

## 3-Relief et géomorphologie :

La zone est installé est la configuration géologique de plaine, le relief est plat, la cote de un axe du talus est de 143.66-145.08. On n'a pas contacté de géodynamique défavorable influençant la stabilité du site.

## 4-Géologie de la région :

La lithologie du site est le gravier argileux et argile peu plastique alluvial du quaternaire. En bas est la brèche.

## 5-Lithologie :

| N0 de Couche | Nom géotechnique | code | épaisseur (m) | Couleur | statut | Description |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **Gravier argileux** | **GA** | **4.4** | **Gris, Bistre** | **moyennemet dense** | les carottes sont les graviers contenant les argiles, les diamètres des grains sont de 5cm à 10cm, sous forme anguleux, les composants sont principalement des brèches et schiste. |
| **2** | **Argile peu plastique** | **AP** | **5.6** | **Brun Jaunâtre** | **ferme** | Sol homogène avec une petite quantité de gravier locale. |
| **3** | **Brèche** | **RB** | **non exposé** | **Brun jaunâtre** | **molle** | Altération forte, la carotte est composée principalement des graviers et des cailloux, relativement molle, le taux de prélèvement est faible. |

**Tableau 7 :** lithologie des formations principales.

## 6-Type de site et zone sismique :

Selon les «REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART»(RPOA2008), la zone du projet est classée en **zone 03**, D'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, la route objet de la présente zone d'étude correspond au **Groupe 1**, En prenant l'accélération sismique **A=0.40g**. La valeur moyenne de la pression limite du site, **Pl=2.064(MPa),** la valeur moyenne du module pressionmétrique, **Em=29.140(MPa).**On remarque que le site est ferme comme type S2.

## 7-Eaux superficiel et souterraines :

Les eaux superficielles ne sont pas développées dans la zone où le remblai renforcé est posé. On n'a pas constaté d'eaux souterraines au niveau de la profondeur de sondage.

# 8 Analyse des caractéristiques géotechniques :

## 8.1 Analyse granulométrique :

Les résultats de l'essai granulométrique des échantillons de recouvrement superficiel (conformément à **NF P94-041/NF P94-056/ NF P94-057),** sont comme suit :
Le tableau ci-dessous et la courbe granulométrique en annexe, montrent que dans une partie du sol, plus de **30%** des particules du sol sont supérieures ou égale à **2mm**, plus de **28%** des particules du sol sont inférieures à **0.08mm** et que dans l'autre partie. Ces résultats sont conformes à notre enquête sur site. En bref, le sol en surface du tronçon relatif est caractérisé par une mauvaise homogénéité. Plus ou moins grenu.

| Un sondage nombre | PK | Profondeur d'échantillonnage (m) | nom géotechnique | Pourcentage de masse tamisée(%) (mm) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 20 | 2.0 | 0.2 | 0.08 | 0.02 | 0.002 |
| PS2-15 | PK2+760D20.0m | 3.50-3.80 | GA | 65.3 | 9.7 | 5.2 | 4.3 | | |
| PS2-15 | PK2+760D20.0m | 6.70-7.00 | Ap | 97.9 | 70.2 | 56.9 | 52.2 | 35.6 | 17.0 |
| PS2-15 | PK2+760D20.0m | 16.20-16.40 | RB | 91.7 | 52.4 | 32.5 | 28.1 | 15.9 | 5.7 |

**Tableau 8 :** Les résultats de l'essai granulométrique

| D (mm) | 200 | 50 | 20 | 10 | 5 | 2 | 0.4 | 0.2 | 0.08 | 0.02 | 0.002 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tamis cumulé (%) | 100 | 100 | 65.2 | 34.7 | 15.7 | 9.7 | 7.0 | 5.2 | 4.3 | 0 | 0 |

**Tableau 9 :** résultats d'analyse granulométrique (1).

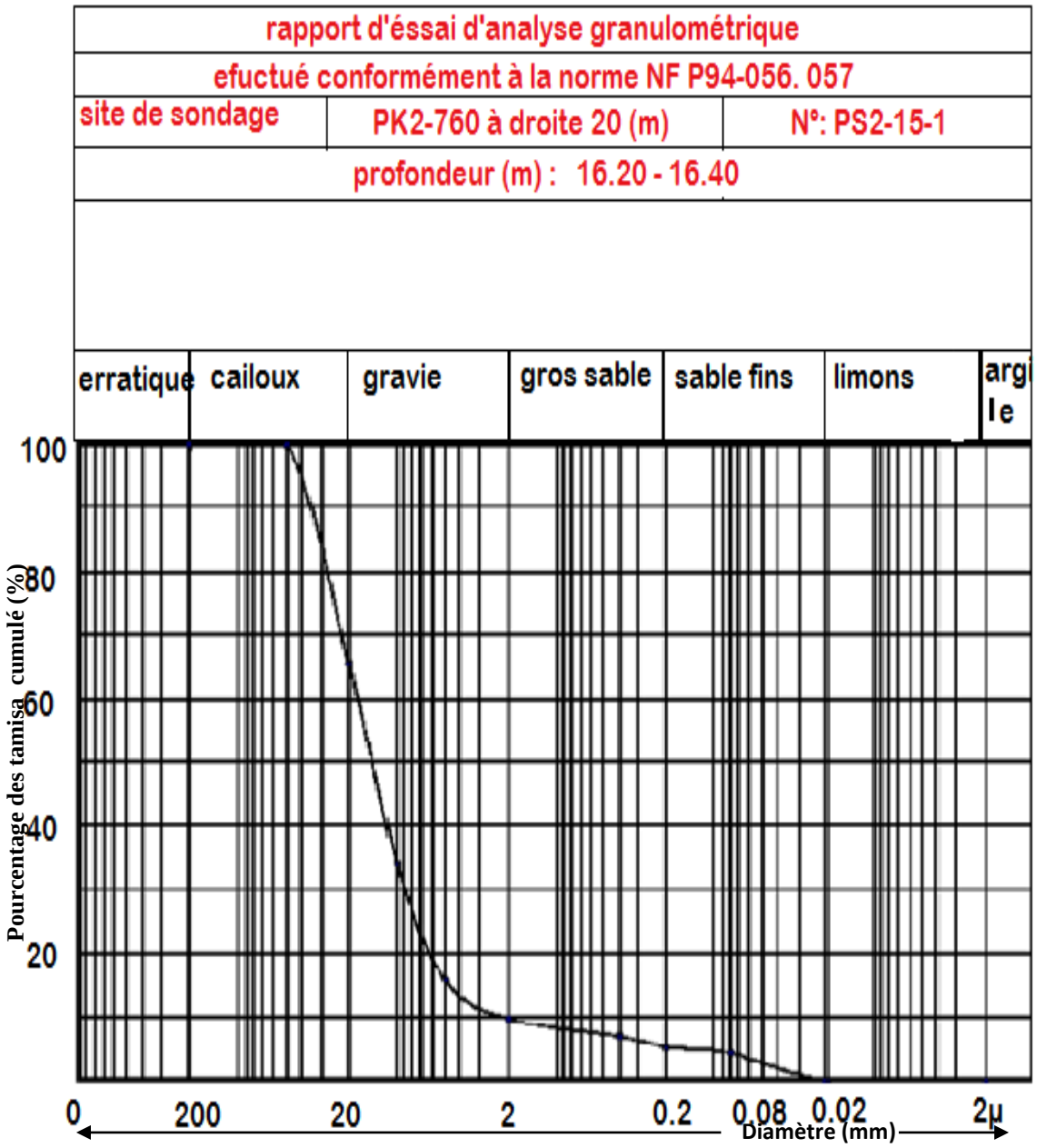



**Figure 47 :** la courbe de la granulométrique (1)

| D (mm) | 200 | 50 | 20 | 10 | 5 | 2 | 0.4 | 0.2 | 0.08 | 0.02 | 0.002 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tamis cumulé % | 100 | 100 | 97.9 | 92.6 | 81.0 | 70.2 | 61.4 | 56.9 | 52.2 | 35.6 | 17.0 |

**Tableau 10 :** résultats d'analyse granulométrique(2).

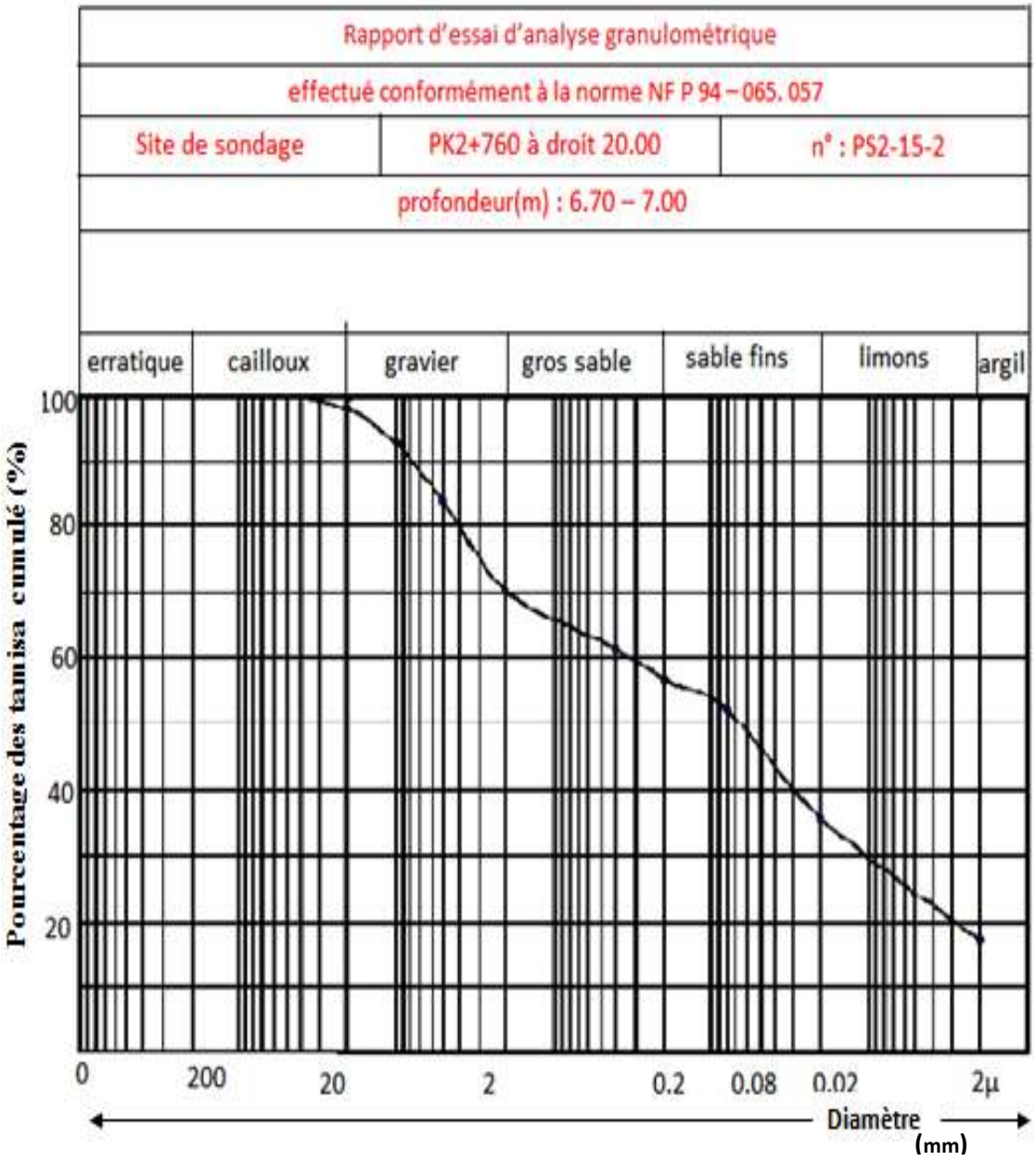



**Figure 48:** la courbe de la granulométrique (2)

| D (mm) | 200 | 50 | 20 | 10 | 5 | 2 | 0.4 | 0.2 | 0.08 | 0.02 | 0.002 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tamis cumulé % | 100 | 100 | 91.7 | 76.7 | 65.1 | 52.4 | 36.4 | 32.5 | 28.1 | 15.9 | 5.7 |

**Tableau 11 :** résultats d'analyse granulométrique(3).

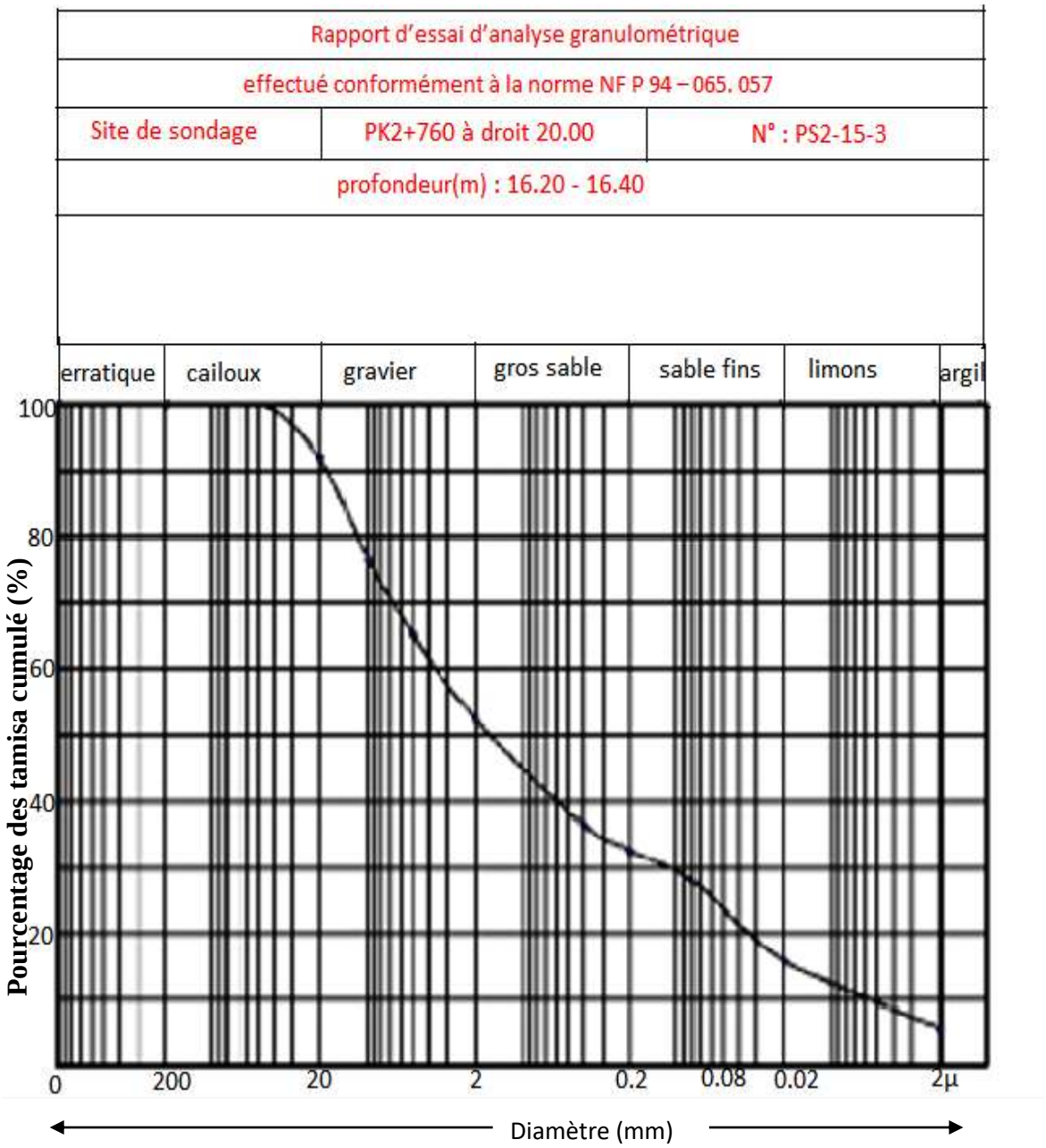



**Figure 49** : la courbe de la granulométrique (3)

## 8.2 Limites d'Atterberg :

Les échantillons ont été prélevés afin de déterminer les limites d'Atterberg (spécifications) de référence : NF P94-050 / NF P94-051), voir ci-après le résultat :

| Sondage | PK | Profondeur (m) | Symbole Lithologique | W% | Teneur en eau limite | | | | GTR |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | WL (%) | WP (%) | IP (%) | IC | |
| PS2-15 | PK2+760D20 m | 6.70-7.00 | AP | 37.2 | 47.4 | 22.5 | 24.9 | 0.40 | A2 |
| PS2-15 | PK2+760D20 m | 16.20-16.40 | RB | 33.4 | 41.4 | 17.8 | 23.6 | 0.30 | B6 |

**Tableau 12 :** Résulta des essais les limites d'Atterberg.

### 8.2.1 Classification d'un sol :

Les limite d'Atterberg sont utilisées afin de déterminer la classification des sols fins **(< 80µm);** La position de la teneure en eau in-situ **(W)** par apport aux limites d'Atterberg permet de prévoir la consistance du sol **:**

Indice de consistance : $I_C = W_L - W / I_P$.

$$I_P = W_L - W_P$$

Les limite d'Atterberg permettent de prévoir le comportement des sols fins pendant les phases de terrassement et/ ou lorsqu'ils sont sollicités mécaniquement (contrainte admissible, module d'élasticité).

### 8.2.2 Essai de limite de liquidité avec le cône de pénétration :

Recherche des couples de points **(W%, enfoncement du cône en 5s),** et l'enfoncement (h) doit être compris entre 12 et 25 mm. On recommence les opérations au moins 4 fois avec des teneurs en eau différentes, pour un gain de temps on réalise seulement deux essai du fait que les valeurs obtenues encadre l'enfoncement de référence **17mm** (h1< 17 <h2).

La limite de liquidité (WL) est la teneur en eau qui correspond à un enfoncement de 17 mm du cône.

Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (enfoncement, W%), la valeur obtenue est arrondie au nombre entier le plus proche.

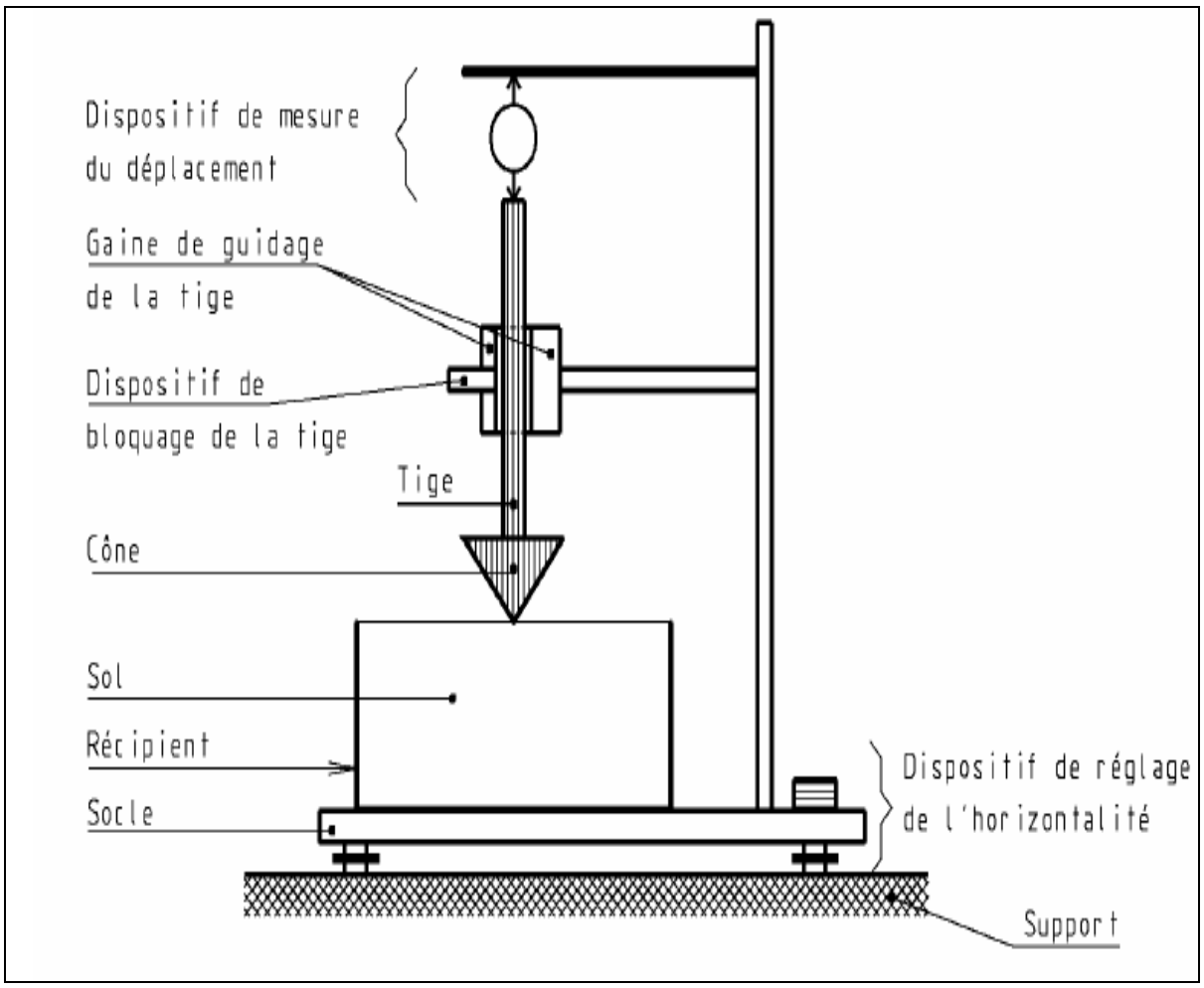



**Figure 50 :** appareillage de cône de pénétration.

### 8.2.3 La limite plasticité (WP) avec d'essai des (petits rouleaux) :

Déterminer la limite de plasticité en faisant la moyenne des valeurs de teneure en eau obtenues, Et se fait après celle de la limite de liquidité**.**

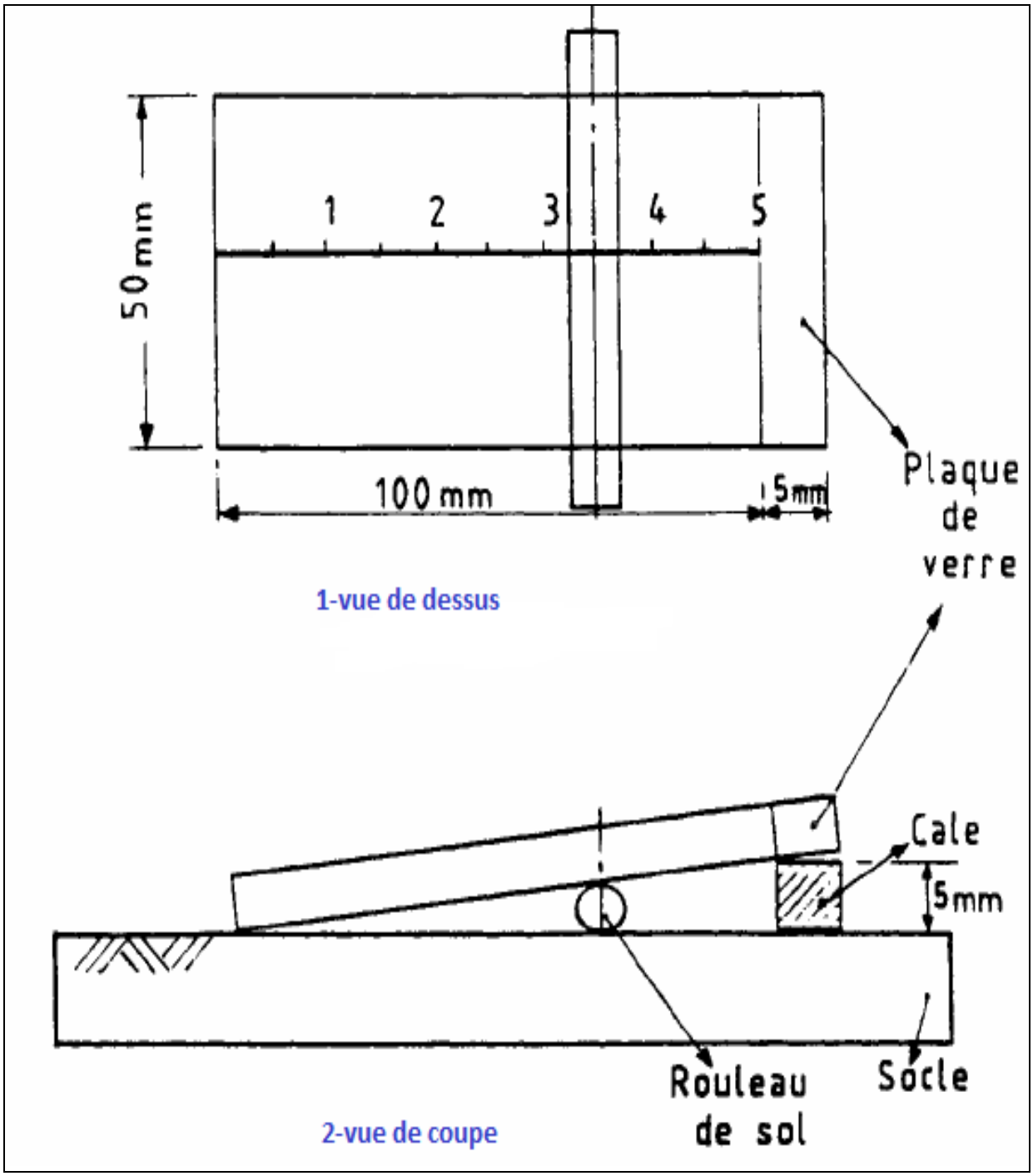



**Figure 51:** présentation d'essai de petits rouleaux.

| Mesurés N°= | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|
| Enfoncement (mm) | 3.08 | 9.3 | 16.82 |
| W (%) | 26.1 | 38.4 | 47.2 |

**Tableau 13 :** essais les limites d'Atterberg « l'enfoncement de cône en fonction la teneur en eau.

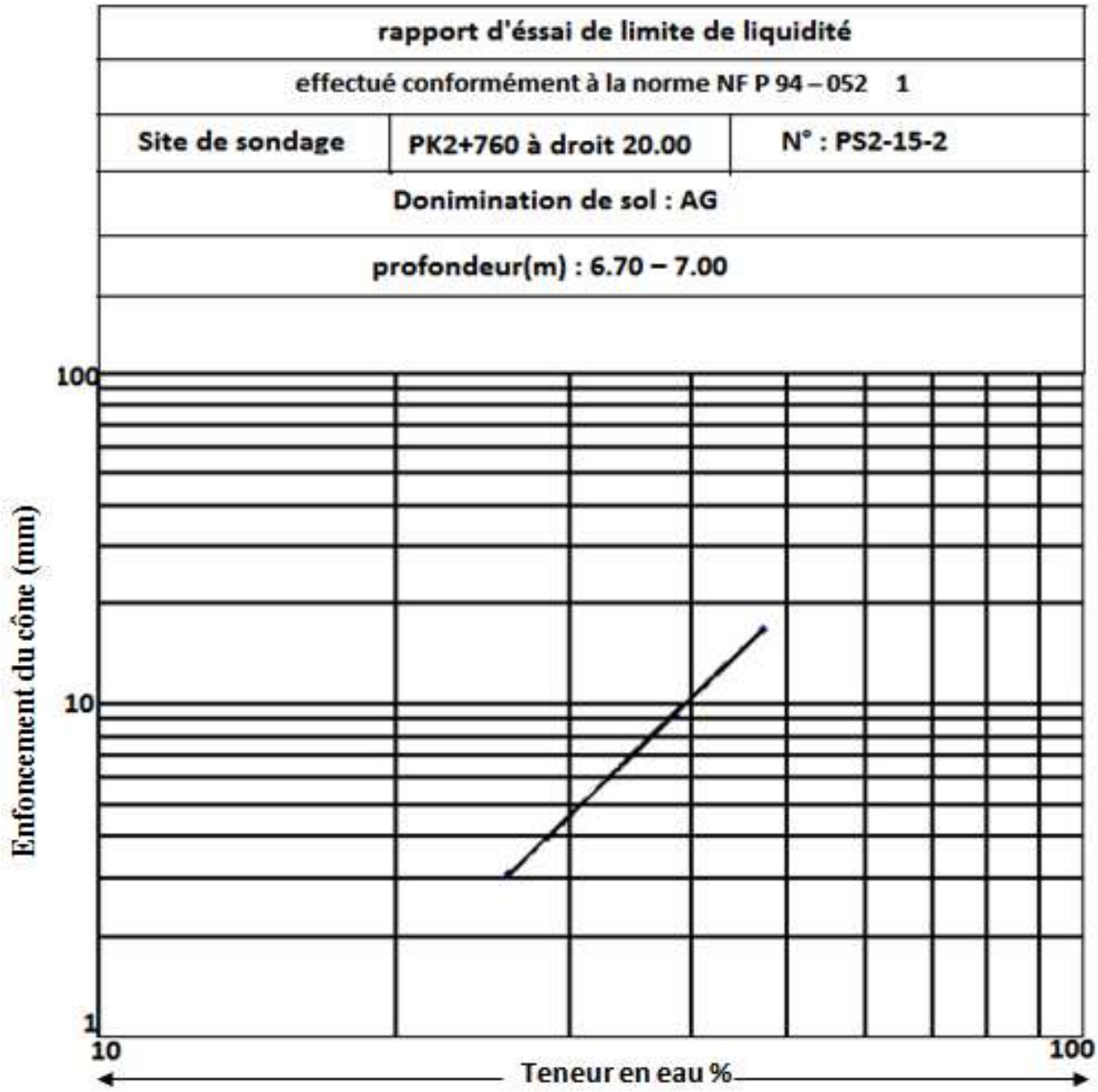



**Figure 52 :** essai de la limite liquidité.

| Mesurés N°= | 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|
| Enfoncement (mm) | 3.46 | 11.24 | 18.72 |
| W (%) | 22.1 | 35.1 | 43.1 |

**Tableau 14 :** essais les limites d'Atterberg
« l'enfoncement de cône en fonction la teneur en eau.

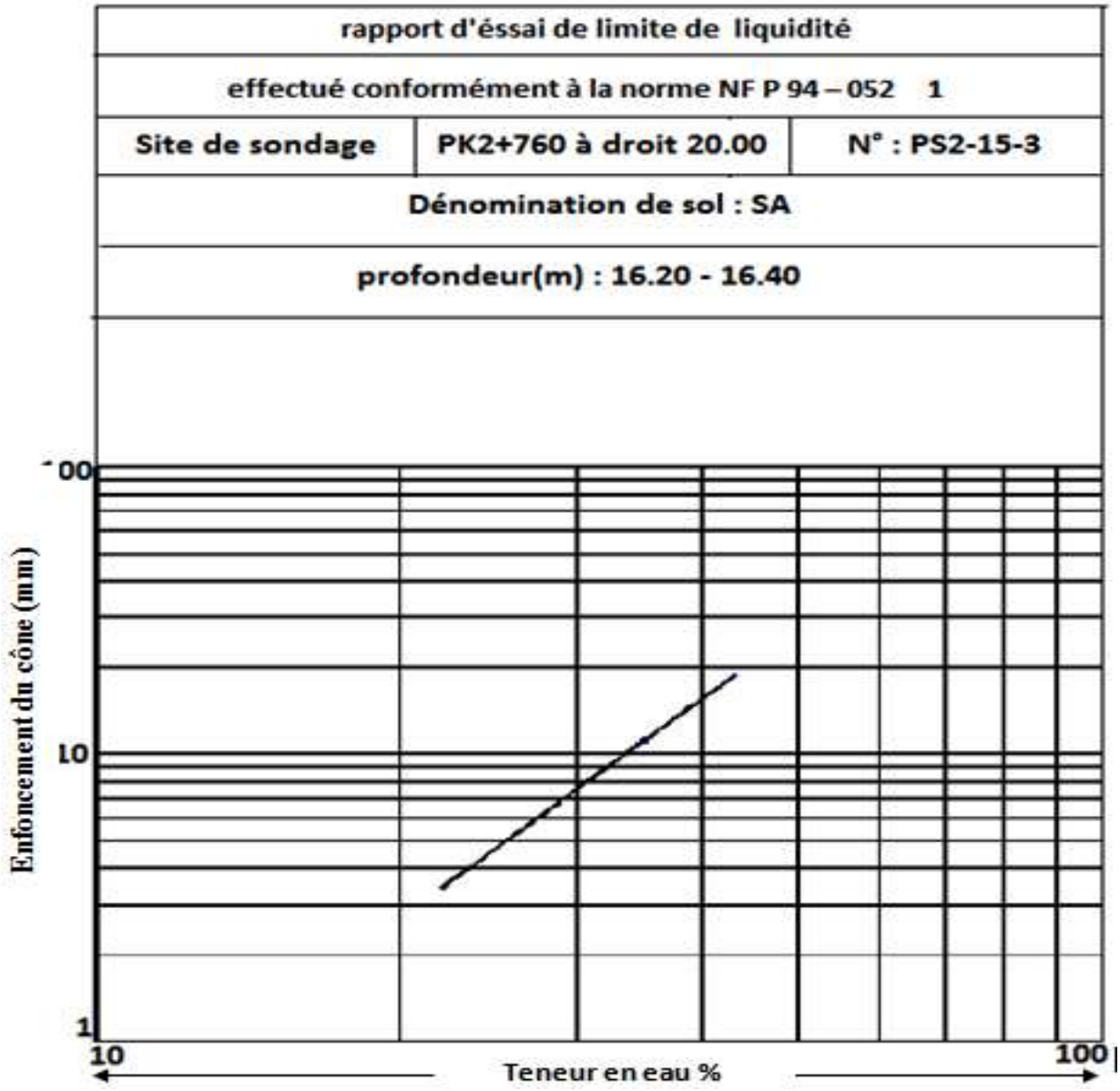



**Figure 53 :** essai de la limite liquidité

## 9 Essai pressionmétrique :

L'essai pressionmétrique Ménard est un essai de chargement du sol In-situ. Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliqué sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde, pour calculer la portance de la fondation. L'essai pressionmétrique selon la référence : **NF P94-110**. Les résultats des enregistrements figurent en annexes dans le présent document.

| N° Sondage | N° | prof(m) | Lithologique Symbole | Donnée essais | | | Classe de sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | PI(MPa) | PI*(MPa) | Em(MPa) | |
| PS2-15 | 1 | 1 | (4)GA | 1.611 | 1.601 | 24.013 | B |
| | 2 | 2 | (4)GA | 1.070 | 1.049 | 18.519 | B |
| | 3 | 3 | (4)GA | 0.746 | 0.715 | 11.999 | A |
| | 4 | 5 | (2)AP | 1.370 | 1.323 | 40.034 | B |
| | 5 | 7 | (2)AP | 1.195 | 1.129 | 240742 | A |
| | 6 | 9 | (2)AP | 1.645 | 1.560 | 14.407 | B |
| | 7 | 11 | (6)AP | 2.978 | 2.857 | 37.156 | A |
| | 8 | 13 | (6)AP | 2.894 | 2.751 | 36.474 | A |
| | 9 | 15 | (6)AP | 3.064 | 2.899 | 57.948 | A |
| | 10 | 18 | (6)AP | 3.280 | 3.082 | 40.731 | A |
| | 11 | 20 | (6) AP | 3.267 | 3.047 | 36.036 | A |

**Tableau 15:** Les résultats des essais pressionmétrique.

Selon le fascicule 62-V, la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$Q_L = Q_0 + K_P * Ple$$

**Ql :** contrainte de rupture.

**Q0:** contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).

**Ple :** pression limite nette équivalente.

**K**p**:** facteur de portance pressionmétrique. On suppose que l'encastrement de la fondation au-dessous du niveau du terrain (D) est de 0.5m, la largeur de la fondation (B) est de 0.85m et sa longueur (L) est de 67.5m. Le poids volumique de la **1ère** couche de cailloux argileux est $\gamma$ =21.0kN/ m³, Dans ce cas la**, Q0** =10.5 (kPa), **Ple** =1295.9kPa**, De**=0.50(m), **kp** =1.20.

**Ql** = Q0+kp*Ple =10.5+1.20×1295.9=1565.58 (kPa).

Quand coefficient de sécurité(F) égaler **3**, la portance admissible de fondation:

**QAdm**= (Ql- Q0)/F+ Q0 =(1565.58-10.5)/3+10.5=528.86 (kPa).

| | **D(m)** | **B(m)** | **L(m)** | ***γ (KN/ m³)*** | ***kp*** | ***Ple (kPa)*** | ***Fs*** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **0.5** | **0.85** | **67.5** | **21.0** | **1.2** | **1295.9** | **3** |
| **QL (kPa)** | **1565.58** | | | | | | |
| **Qo (kPa)** | **10.5** | | | | | | |
| **QAdm (kPa)** | **528.86** | | | | | | |

**Tableau 16 :** les résultats des contraintes.

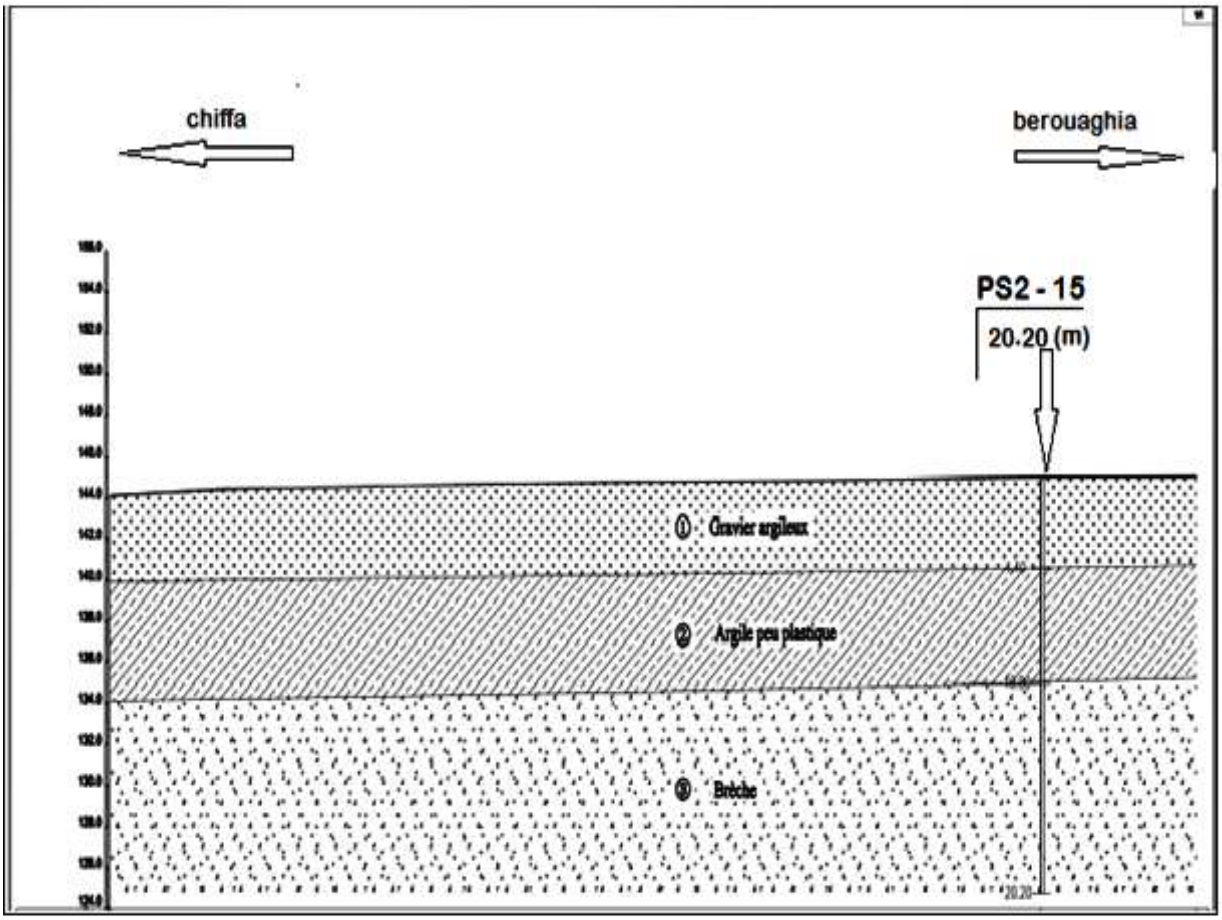



**Figure 54 :** la présentation des couches à partir de l'essai pressiomètrique

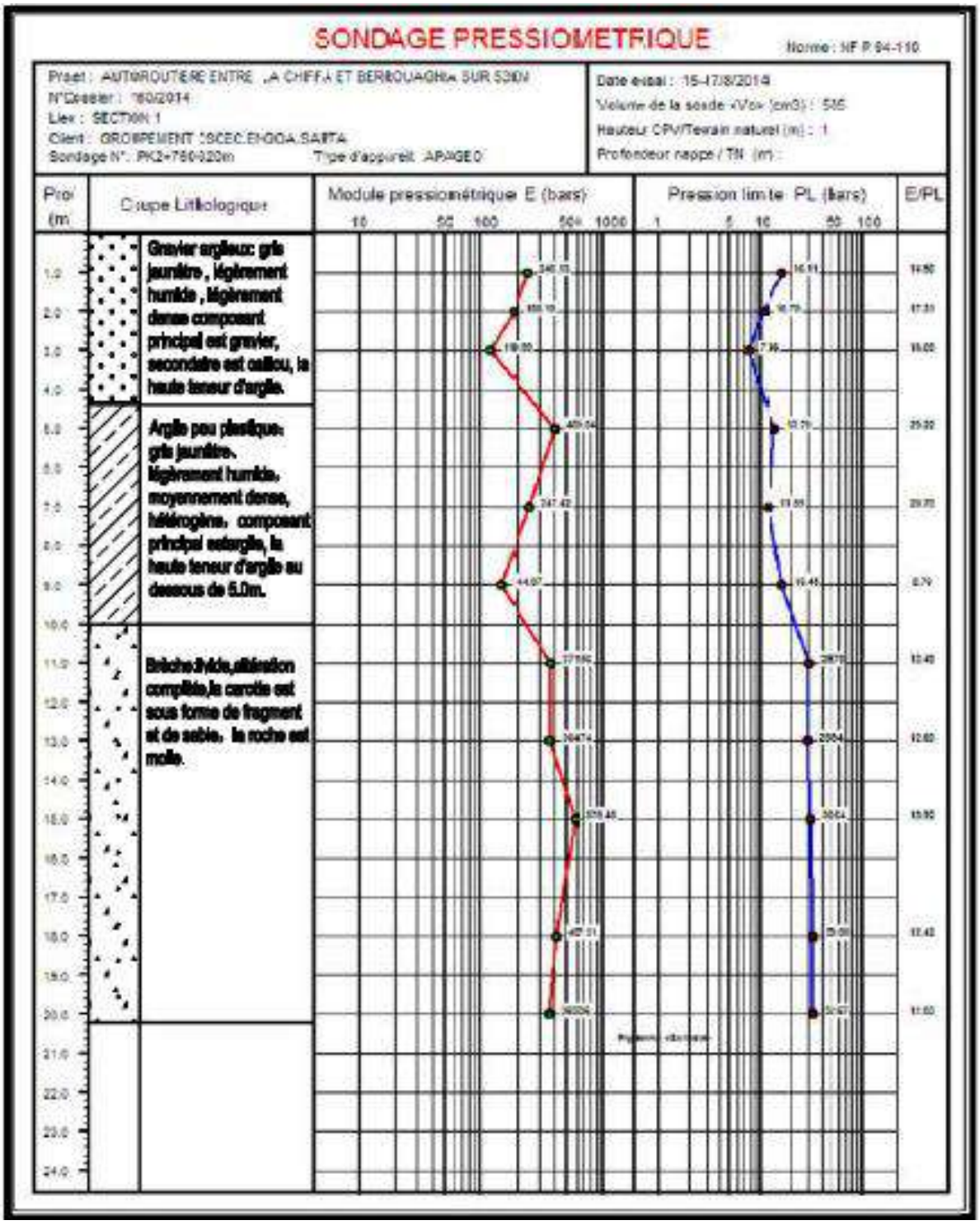



**Figure 55 :** sondage pressiomètrique connaitre deux courbes (E) et (PL) en fonction de profondeur.

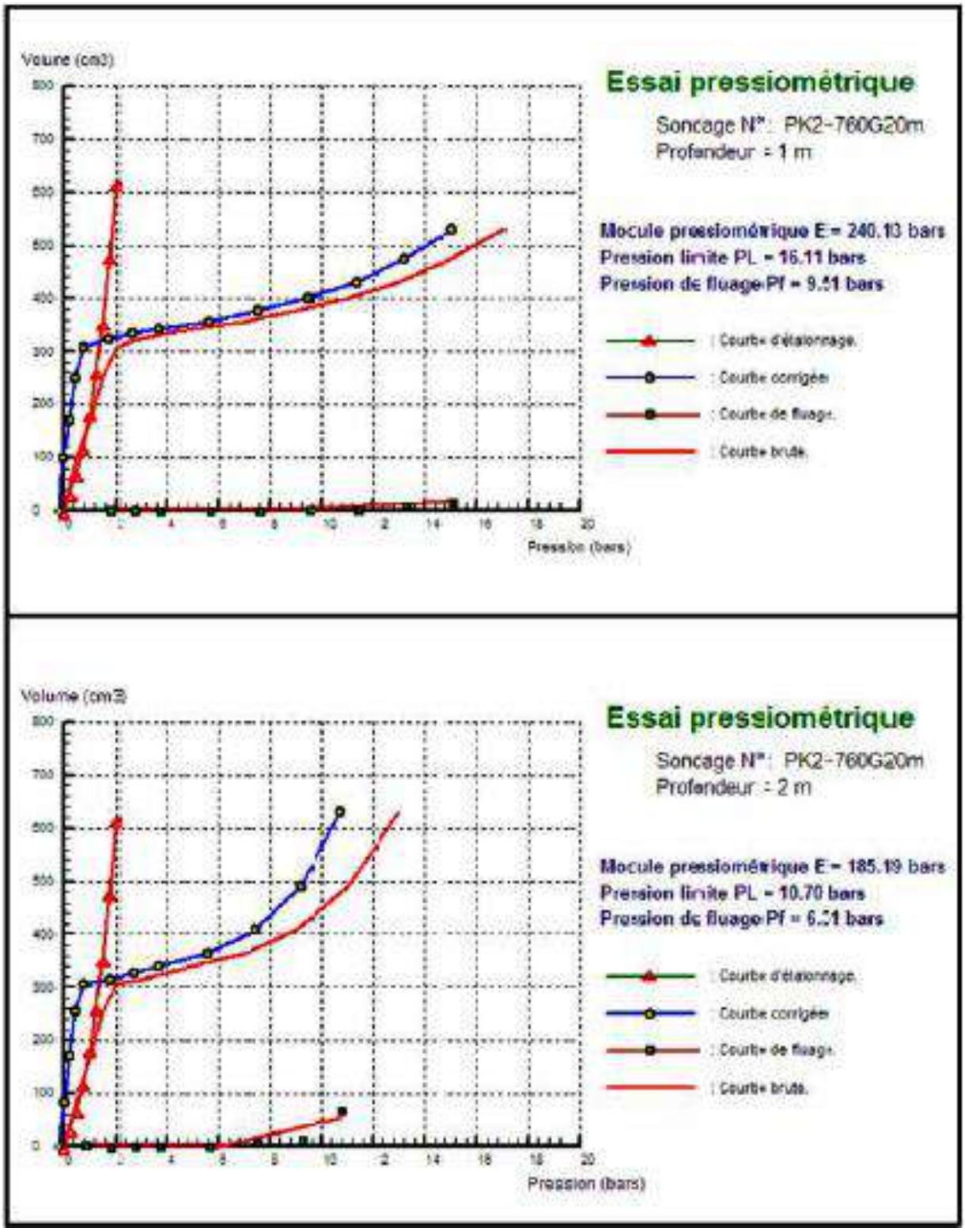



**Figure 56:** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (1m, 2m).

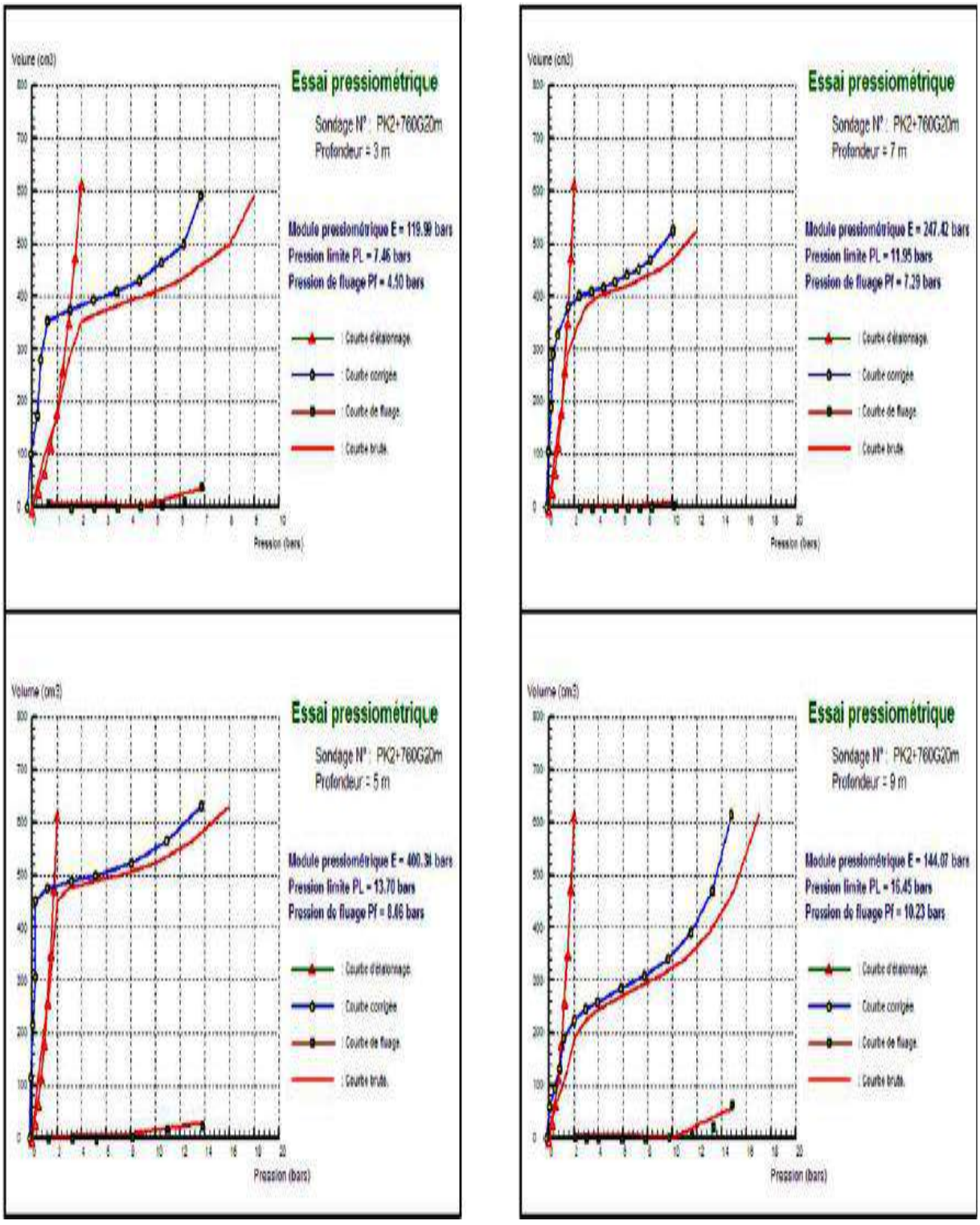



**Figure 57 :** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (3m, 5m, 7m, 9m).

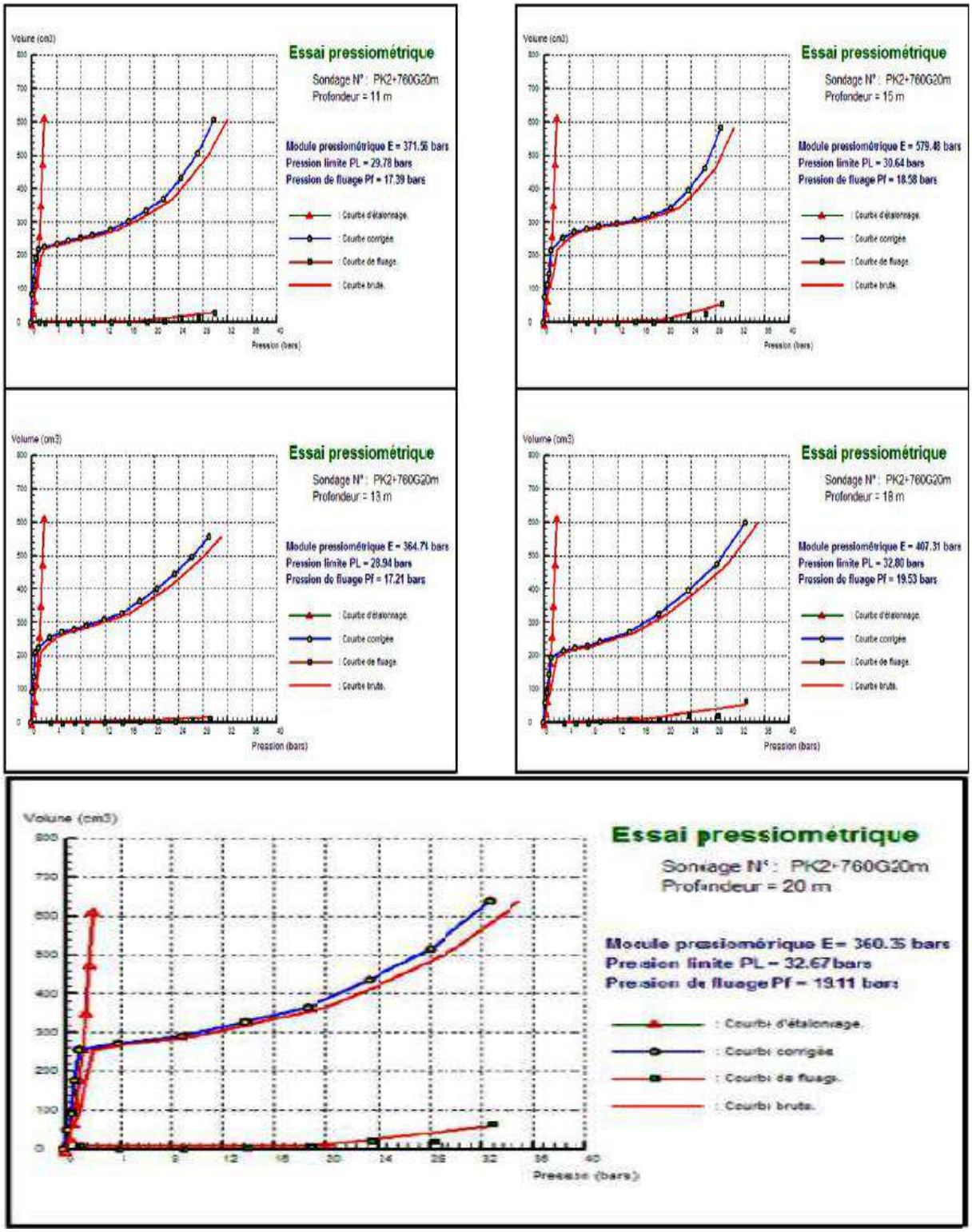



**Figure 58 :** courbe d'essai pressiomètrique (volume en fonction pression) et profondeur (11m, 13m, 15m, 18m, 20m).

## 10 Caractéristique géotechnique de sol :

Le terrain de site est stable, ne présente ni dislocation, ni d'anomalies géotechniques, et il est acceptable pour la construction de remblai renforcé.
Les eaux superficielles ne sont pas développées. Pendant la période de prospection nous n'avons pas détecté d'eaux souterraines.
Les paramètres proposés de sol support et de la conception de fondation figurant dans le tableau suivant :

| N° couche | Type du sol | γ (g/cm3) | C (kPa) | φ (°) | Q adm (kPa) | RMR | classe | GTR |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | GA | 2.10 | 0 | 35.0 | 528.86 | | 1 | |
| (2) | Ap | 1.90 | 40 | 19.5 | | | 1 | At |
| (3) | RB | 2.20 | 60 | 22 | | | 2 | B6 |

**Tableau 17 :** les paramètres de sol.

- ✓ Zone sismique de site ——**zone 3**, type de terrain S2.

La performance mécanique et géotechnique du sol support est favorable en terme de portance, toutefois, le remblai renforcé est mis en œuvre sur une zone plane, l'épaisseur de revêtement est épaisse, à ce titre on propose de prendre la **1ère** couche de gravier argileux Dans le cas d'observation d'une variation des conditions géologique/ géotechnique au cours d'exécution des travaux, Il faut faire intervenir un technicien compétant pour décider d'une solution adéquate.

| Couc N° | Couc Sym. | Prof (m) | Cote (m) | Coupe Ech. 1:200 | Description des sols | SPD N/prof / SPT N/prof | Echan N° | Rec % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Coor: X=477743.2950 Y=4031757.9562 | | | ∇143.46 | | Station: PK2+760D20.0m Niveau de l'eau : Non | | | |
| ① | GA | 4.40 | 139.06 | | Gravier argileux: gris jaunâtre , légèrement humide , légèrement dense composant principal est gravier, secondaire est caillou, la haute teneur d'argile.Pour 0.3 m de la surface est terre végétale. | | 1 | 80 |
| ② | Ap | 10.0 | 133.46 | | Argile peu plastique: gris jaunâtre、légèrement humide，moyennement dense, hétérogène，composant principal estargile, la haute teneur d'argile au dessous de 5.0m. | | 2 | 75 |
| ③ | RB | 20.2 | 123.26 | | Brèche:livide,altération complète,la carotte est sous forme de fragment et de sable，la roche est molle. | | 3 | 65 |

**Figure 59 :** les déférons couches des sols.

## 11 Conclusion :

Les essaies que nous avons réalisés (essais in situ et essais en laboratoire) nous ont permis de connaitre les caractéristiques géotechnique du sol et par conséquent se prononcer sur les paramètres du sol support. À partie desquels on peut.

## 1 introduction :

Dans le cadre de la réalisation de la section autoroutière entre Chiffa et Berrouaghia sur **53 km**, qu'il ya lieu de réaliser un mur de soutènement afin de consolider la voirie .La solution retenue est le procédé de confortement par des massifs renforcé par géotextile à parement de bloc cellulaires. Il s'agit de réaliser un mur d'une hauteur maximale de **9.75 m** avec une inclinaison de **80°,** le sol à l'arrière du soutènement sera renforcé par des nappes de géotextile de résistance **150 KN/ML**.

## 2 Plan de situation :

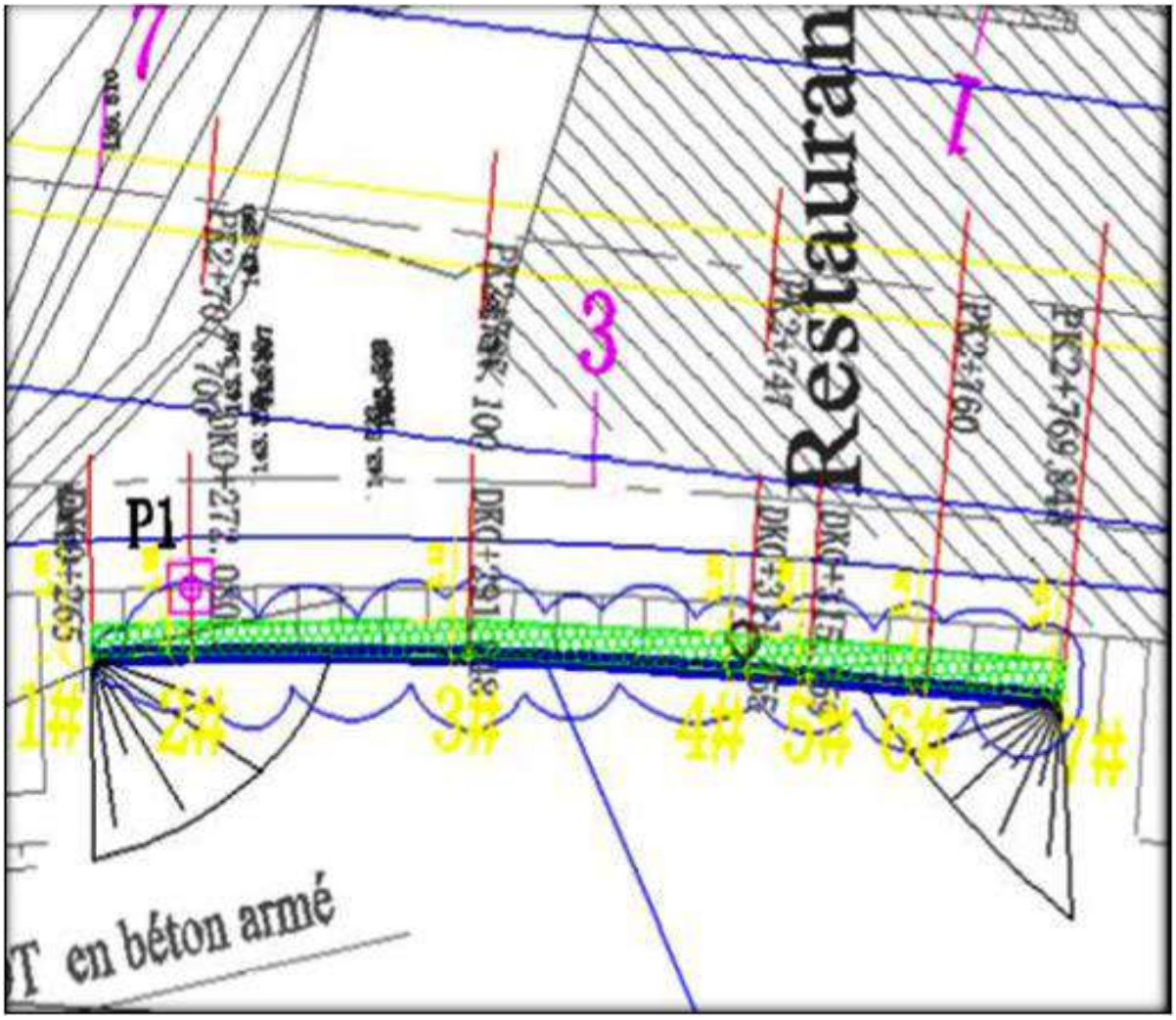



**Figure 60 :** plan de situation.

## 3 Informations générales sur le procédé :

Un massif renforcé par géotextile de renforcement de type GEOTER 150 avec parement en gabion, est constitué de géotextile de renforcement, en gabion.

Ces massifs renforcés sont destinés pour la construction des murs de soutènement, les confortements de glissement, des traitements de talus et des rampes d'accès d'ouvrage d'art. La stabilité est assurée comme suit **:** le gabion transmet par frottement aux nappes

géosynthétiques, les efforts qui se développent dans la masse, ces nappes se mettent en tension et le gabion possédera alors dans le même sens que les renforcements, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes , celles-ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval, vers la zone résistante à l'arrière du massif .

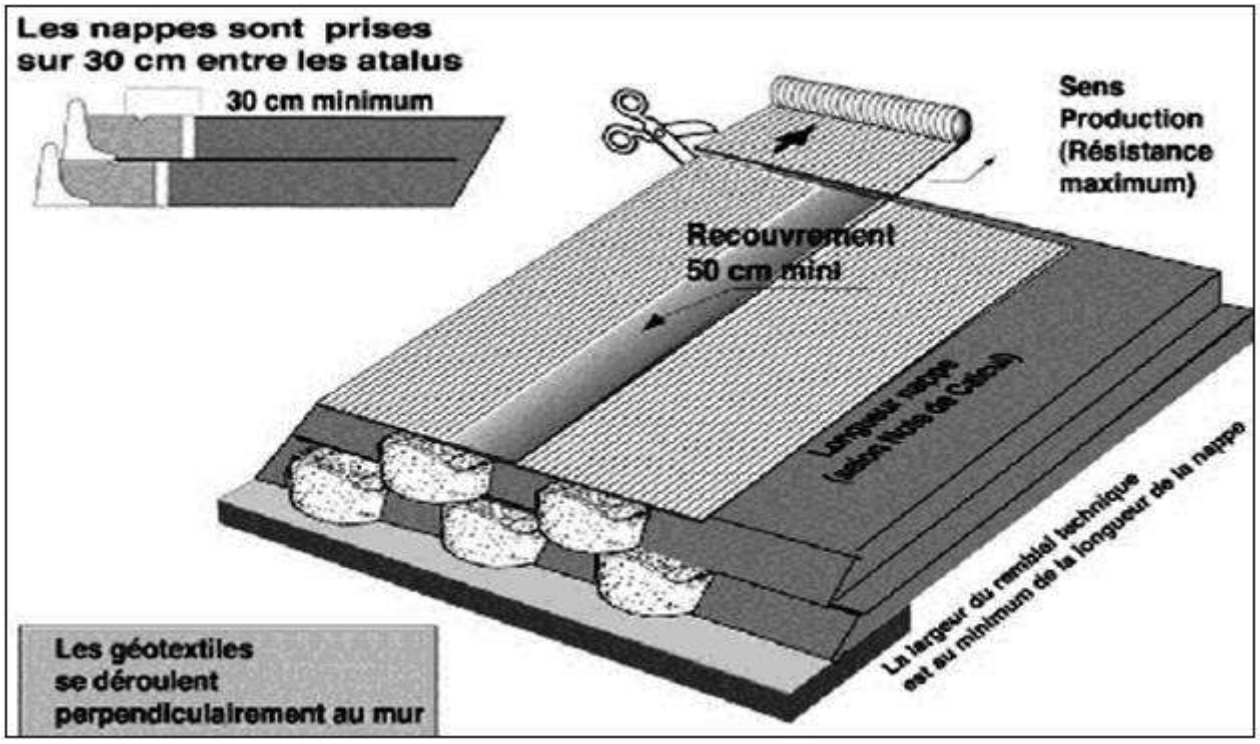



**Figure 61 :** un massif renforcé par géotextile et déroulent.

## 4 Elément constituant un massif renforcé :

### 4.1 Géotextile de renforcement :

Un géotextile de renforcement type GEOTER 150 / 200 / 150PP est un composite associant un géotextile support et des câbles de renforcement haute ténacité. Il assure la fonction de renforcement des remblais. Ces géosynthétiques sont des géo-composites de renforcement et de séparation, tissés tri cotés et tramés, constitués d'une nappe tissée en poly propylène traité contre les rayonnements ultra-violets (U.V) et des câbles de renforcement type polymères polyester, Le procédé de renforcement par GEOTER est essentiellement utilisé dans les remblais renforcés et les parements de soutènement en combinaison avec les éléments cellulaires en Béton.

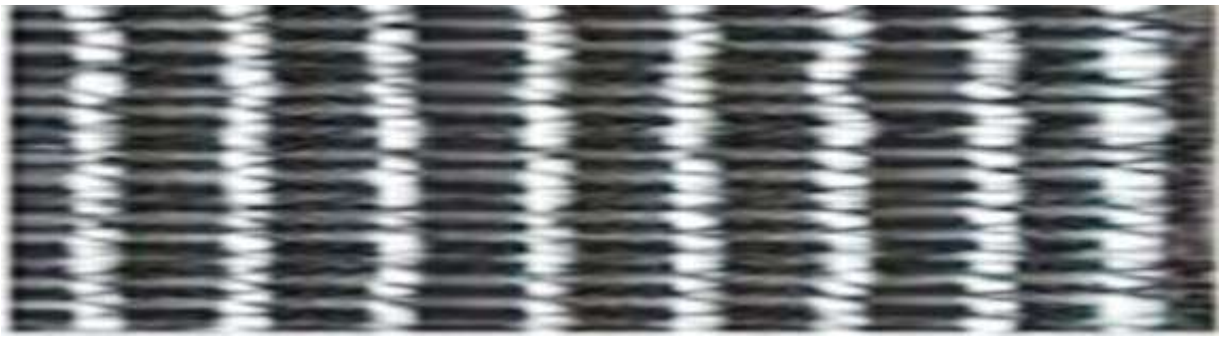


**Figure 62 :** Un géotextile de renforcement type GEOTER 150 / 200 / 150PP

- **Spécification technique :**

Les spécifications techniques du produit GEOTER sont données sur tableau N° 1 :

| Désignation | Norme | | Unité | GEOTER | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | GEOTER 150 PET | GEOTER 200 PET | GEOTER 150 PP |
| Caractéristiques Mécaniques | | | | | | |
| Masse surfacique | NF EN ISO 9864 | | g/m² | 363 | 407 | 450 |
| Résistance à la rupture en traction | NF EN ISO 10319 | Longitudinal<br>Transversal | KN/m<br>KN/m | 150<br>10 | 200<br>10 | 150<br>8 |
| Déformation à la rupture en traction | NF EN ISO 10319 | Longitudinal<br>Transversal | %<br>% | 11<br>8 | 11<br>8 | 18<br>10 |
| Perforation dynamique | NF EN 13433 | | mm | 14 | 14 | 18 |
| Poinçonnement statique CBR | NF EN 12236 | | kN | 3.8 | 3.8 | 1.8 |
| Caractéristiques Hydrauliques | | | | | | |
| Perméabilité | NF EN ISO 11058 | | m/s | $3 \times 10^{-2}$ | $3 \times 10^{-2}$ | $3 \times 10^{-2}$ |
| Ouverture de filtration | NF EN ISO 12956 | | µm | 198 | 198 | |
| Conditionnement | | | | | | |
| Rouleau | Longueur | | m | 100 | | |
| | Largeur | | m | 5,30 | | |
| Poids du rouleau | NF EN ISO 9864 | | kg | 181 | 220 | 240 |

**Tableau 18 :** Spécification technique du Produit GEOTER.

## 4.2 Les blocs cellulaires en béton préfabriqués :

Ce sont des éléments de forme arrondie en vue de dessus, avec un dessous plat troué sur la moitié de la surface pour permettre le développement vertical des racines et possédant une casquette arrondie en vue de face.

La résistance à la compression du béton des Atalus est Rc = 30 MPa. Le rôle de ces éléments est double :

-Protéger le géotextile contre les rayons Ultra-violets.

-Permettre la végétalisation du parement.

| Type | Schémas | Nombre d'unité U/ M2 | Poids à l'unité (Kg/U) | Hauteur de l'ouvrage par parement |
|---|---|---|---|---|
| Atalus 120 |  | 3 ,8 U/ M2 | 120 Kg/U | H ≤ 13 m |
| Atalus50 |  | 7 U/ M2 | 50 Kg/U | H≤ 4 m |
| Atalus18 |  | 13 U/ M2 | 18 Kg/U | H ≤ 2m |

**Tableau 19 : Différents types des blocs cellulaires**

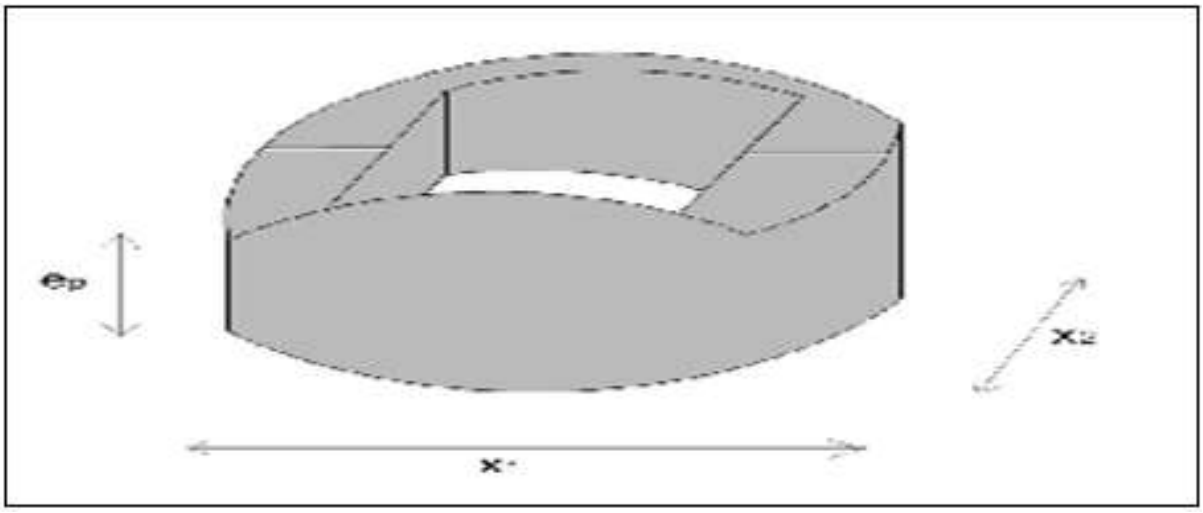



**Figure 63 : la géométrie de bloc cellulaire.**

| Type | Poids (Kg/U) | Dimensions | | |
|---|---|---|---|---|
| | | X1(Cm) | **X2(cm)** | **ep (cm)** |
| **Atalus 120** | **120** | **70** | **60** | **25** |
| **Atalus 50** | **50** | **45** | **50** | **20** |
| **Atalus 18** | **18** | **34** | **34** | **14** |

**Tableau 20:** Dimensions des différents types d'Atalus.

### 4.2.1 Production et contrôle :

Les blocs cellulaires de type Atalus sont fabriqués sur une machine à retournement type QUADRA, le béton est coulé dans des moules en fonte d'Aluminium, vibré, et le démoulage se fait immédiatement par retournement, le séchage des blocs est effectué par auto-étuvage sous hangar.

L'usine de production est également équipée d'un service qualité qui s'occupe du contrôle de la qualité de la production et d'éléments finis.

Les contrôles sont effectués par prélèvements ponctuels tout le long du cycle de production par les opérateurs responsables pour chaque poste.

Deux types de contrôles sont effectués : le contrôle sur la matière première et sur le produit fini.

- Les contrôles sur la matière première, se porte sur **:**

-Analyse de l'eau (tous les ans).

-Analyse granulométrique des granulats (ex 0/3, 7/15), une fois par mois.

-Analyse du ciment (tous les ans), Bilan alcalin du béton (sur demande)

- Le contrôle sur le produit fini Plusieurs contrôles sont effectués sur le produit, à savoir.

Le contrôle du poids, des dimensions et de la forme, tout élément non conforme sera rejeté.

Les essais de résistance du béton sur éprouvettes normalisées sont réalisés par des laboratoires agrées externe à la production.sur une presse par série de six (06) éprouvettes 03 éprouvettes cassées après 07 jours de fabrication, si la moyenne des résultats à 7 jours est inférieure à 30 MPa, 03 éprouvettes écrasées après 28 jours, pour la confirmation des résultats

- Fréquence des prélèvements :

Une série par semaine de fabrication ou par 2 000 Unités fabriquées, s'il y a plusieurs postes de fabrication, tous les postes doivent être vérifiés.

### 4.2.2 Stockage des produits :

Le temps de séchage recommandé est de vingt huit (28) jours, pour atteindre la résistance à la compression demandée qui est 30 MPa, si les résultats à sept (07) jours sont supérieurs à 30 MPa, il est possible de les livrer avec l'accord du client.
Les blocs cellulaires en béton sont transportés et stockés sur des palettes, dans une zone de stockage à l'écart des axes de circulation des engins ; les éléments cassés ou fissurés sont refusés.

## 4.3 Remblais techniques :

Le remblai technique constituant le massif renforcé, doit être un matériau sélectionné présentant des caractéristiques permettant son compactage et sa mise en œuvre sans endommager le géotextile de renforcement. (Compactage jusqu'à 95 % de la densité Proctor).

### 4.3.1 Matériaux et produits :

Le remblai utilisé dans la zone renforcée doit être sélectionné de façon à satisfaire aux propriétés requises par la conception et les spécifications du projet.
La convenance d'un matériau de remblai renforcé dépend de plusieurs facteurs qui doivent être pris en considération lors du choix du matériau:

**A- ouvrabilité du remblai :**

L'ouvrabilité du matériau de remblai doit être telle qu'il soit possible de le mettre en place et de le compacter de façon à obtenir les propriétés requises par le projet.
Le choix du matériau de remblai doit tenir compte des conditions climatiques dans lesquelles il sera mis en œuvre, du matériel de compactage ainsi que des pratiques et de l'expérience locales. Toute expérience locale pertinente concernant la réalisation de remblais non renforcés doit être prise en considération pour le choix du matériau de remblai des ouvrages en remblai renforcé.
Tout additif utilisé pour améliorer l'ouvrabilité de certains matériaux de remblai, par exemple la chaux ou le ciment, doit être étudié en tenant compte des sujétions d'exécution, par exemple la présence de lits de renforcement dans le remblai, et leur durabilité.
Le matériau de remblai doit être exempt de neige et de glace. Les matériaux sensibles au gel ne doivent pas être mis en place en période de gel.

**B- fonction et environnement de la structure et comportement à long terme :**

La fonction de certains types d'ouvrages est déterminante quand ils sont très sensibles aux tassements attendus après construction. C'est le cas des culées de pont, des murs supportant des voies ferrées ou des bâtiments, des soutènements de grande hauteur, etc. Dans ces cas, le

matériau de remblai sélectionné doit être un matériau de remblai facile à compacter et de faible compressibilité ultérieure.
Lorsqu'une structure est exposée à des inondations suivrais de décrues rapides, la compatibilité des propriétés de drainage du matériau de remblai avec les hypothèses du projet doit être vérifiée.
Le comportement de certains sols à grains fins doit être étudié en fonction de la durée de service, de leur évolution et de la fonction de la structure en remblai renforcé. On ne doit pas utiliser de matériaux dégradables, tels que des sols friables, à moins que des études spécifiques ne justifient leur utilisation. En particulier, les propriétés des matériaux susceptibles de s'effriter doivent être évaluées à partir de planches d'essais ou d'essais effectués sur le matériau après compactage.

**C- <u>épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains :</u>**

Il convient que la taille maximale des grains permette d'obtenir une surface correctement nivelée et qu'elle soit compatible avec l'épaisseur des couches compactées. La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et le cas échéant, de la taille des éléments de parement.
La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.
Il est en général nécessaire d'utiliser près du parement un matériel de compactage plus léger que celui utilisé pour le corps du remblai (sauf si le système de remblai renforcé ne le rend pas nécessaire). On peut donc être amené à compacter des couches plus fines pour obtenir la masse volumique requise.
Les matériaux de remblai impropres tels que les sols organiques, les matériaux solubles, et les matériaux fortement gonflants ne doivent pas être utilisés.

**D -<u>technologie du parement :</u>**

Le choix du remblai doit tenir compte de la compatibilité du tassement induit par le compactage ainsi que du tassement du remblai postérieur à la construction avec le système de parement utilisé.

**E -<u>Végétalisation :</u>**

Lorsqu'un revêtement végétal (parement végétalisé) est prévu, le matériau de remblai proche du parement de l'ouvrage doit satisfaire à des exigences propres au revêtement végétal.

**F- <u>propriétés drainantes :</u>**

Lorsqu'un géosynthétiques drainant est utilisé, les propriétés de drainage et de filtration du géosynthétiques doivent être compatibles avec le matériau de remblai sélectionné.

### G- agressivité du remblai :

L'agressivité électrochimique, chimique et biologique des matériaux de remblai doit être examinée pour s'assurer que ces propriétés ne nuisent pas au bon fonctionnement du renforcement ou du parement.
L'évaluation de l'adéquation électrochimique, chimique ou biologique du matériau de remblai sélectionné avec le renforcement doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, par exemple sur une corrélation établie entre les caractéristiques du matériau et les pertes de résistance à long terme des Renforcements.
L'agressivité mécanique du matériau de remblai vis-à-vis du renforcement ou du parement doit être examinée afin de s'assurer de sa compatibilité avec les hypothèses du projet.
L'évaluation de l'endommagement mécanique des renforcements ou de leurs revêtements provoqué, pendant la construction, par le remblai sélectionné doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, lorsqu'elle existe, ou sur des essais in situ spécifiques, quand c'est nécessaire. Ceci est particulièrement important lorsqu'un matériau concassé, anguleux, est utilisé.

### H- interaction entre le remblai et le renforcement :

L'interaction entre le remblai et le renforcement doit être examinée, pour en évaluer la compatibilité avec les hypothèses du projet.
Il convient de fonder l'évaluation de l'interaction entre le remblai et le renforcement sur des essais comme des essais de cisaillement à la boîte ou des essais d'extraction, et/ou sur une expérience pertinente antérieure, lorsqu'elle est disponible.

### I- frottement interne et cohésion du remblai :

La compatibilité du frottement interne et de la cohésion du matériau de remblai sélectionné avec les hypothèses du projet doit être examinée.
L'évaluation du frottement interne et de la cohésion du remblai doit être représentative des conditions dans lesquelles il est utilisé (par exemple masse volumique, teneur en eau, niveau de contrainte).
L'évaluation des propriétés de frottement des matériaux de remblai drainants ou granulaires peut être fondée sur une expérience antérieure pertinente et reliée à la distribution granulométrique du matériau.

### J- gélivité :

Là où c'est nécessaire, un matériau de remblai non gélif doit être employé sur une épaisseur au moins égale à la profondeur de pénétration du gel, à partir de toute surface exposée à des températures négatives, à moins qu'une couche isolante ne soit utilisée.

**K- Recommandations :**

Certaines combinaisons types de matériaux de remblai, de renforcements et d'éléments de parement. Les propriétés électrochimiques des remblais utilisés avec des renforcements métalliques.

## 5 Données géométriques et géotechniques :

### 5.1 Géométrie de l'ouvrage :

- Mur de soutènement d'une hauteur maximale de 9.75 m, d'un linéaire 67.5 ml.
- Le géotextile de renforcement utilisé est un GEOTER150, sa résistance à la traction est de 150 KN/ML.
- L'espacement vertical entre les lits de géotextile est de 0.50m sur 7 nappes et 1m pour le reste des nappes.
- Inclinaison du mur : $\alpha$=80°
- Le type d'Atalus utilisé est : l'Atalus 120 (H= 4 m).

### 5.2 Vérification de la longueur transversale du massif :

La largeur transversale du massif renforcé est de l'ordre de 0,5 Hm à 0.7 Hm (Hm étant la hauteur max du mur)
Dans le soutènement envisagé **:**

**Hmax=9.75 m ⟶ Lr= 7.00 +0.3(m)**

Ces largeurs sont jugées suffisantes au regard de la norme NFP 94-270 et confirmé par le calcul TALLEREN.

### 5.3 Données géotechniques :

D'après le rapport géotechnique :

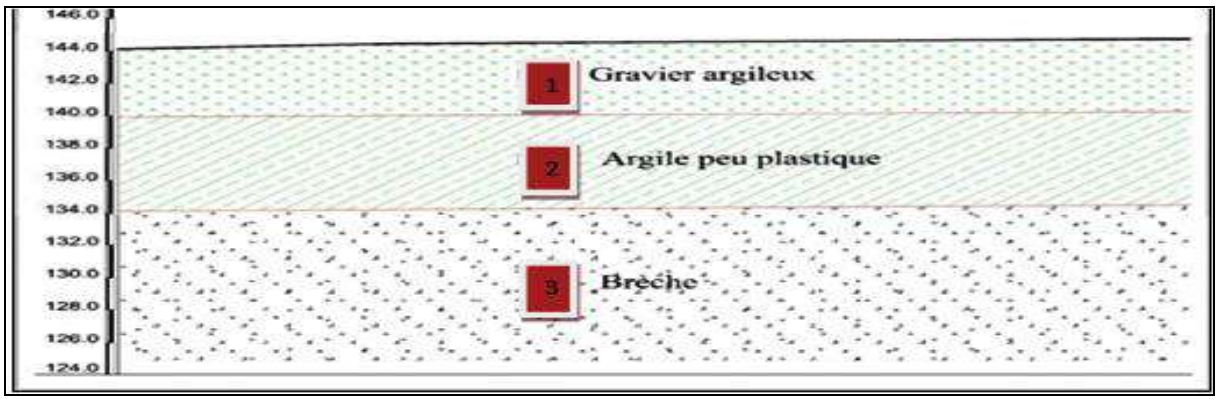



**Figure 64** : les couches de sol fondation

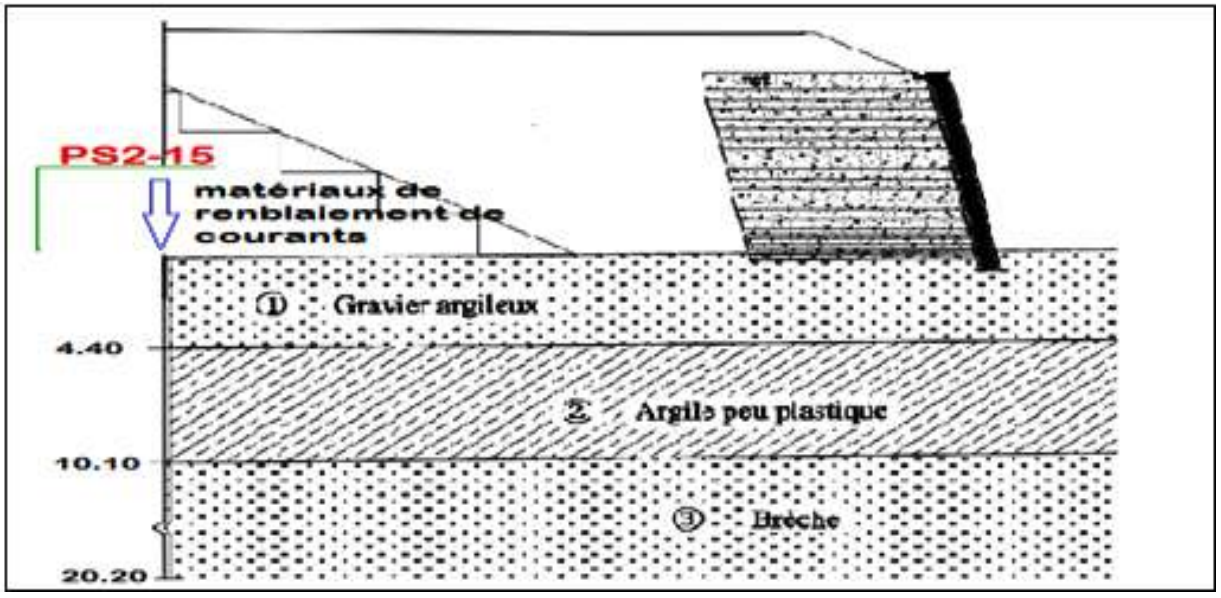



**Figure 65**: les couches de sol fondation avec les matériaux de remblaiement courant et les matériaux de renforcement

Un bon compactage du matériau de remblai est indispensable, surtout dans les zones proches du parement. Par cela, on augmente la résistance au cisaillement ,et la stabilité de la construction et on réduit au minimum le risque de tassements. En outre, le bon compactage entraîne une certaine pré-tension du géotextile ainsi qu'une bonne liaison entre le géotextile et le sol.

Un compactage adapté, au sens des règlements techniques des terrassements et Documents guides tels que la GTR, est une condition impérative pour toute construction de sols renforcés par géosynthétiques. Un compactage non adéquat est une des causes principales de rupture de ce type d'ouvrages.

| **Tableau des sols** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Numéro** | **Poids des terres** | **Cohésion** | **Angle de frotte** | **Nature** |
| **1** | **20 kn/m3** | **3kPa** | **30°** | **Matériau remblai** |
| **2** | **21 kn/m3** | **5 kPa** | **35°** | **Sol fondation** |
| **3** | **22 kn/m3** | **0 kPa** | **30°** | **Parement ATALUS 120** |

**Tableau 21:** les caractéristiques des matériaux renforcés

## 5.4 données sur les efforts de poussée :

Les efforts de poussée à prendre en charge sont comme suit :
- Poids des terres appliquées sur le sol W
- Surcharges d'exploitations appliquées au sol : Q
- Effort de poussée du sol derrière le massif : P
- Effort de poussée des charges d'exploitation sur le massif : Ps

| **Action** | | **Symbole NFP94-270** | **ensemble** | |
|---|---|---|---|---|
| | | | **A1** | **A2** |
| **Permanent** | **Défavorable** | $\gamma_{Gsup}$ | **1.35** | **1.0** |
| | **Favorable** | $\gamma_{Ginf}$ | **1.0** | **1.0** |
| **variable** | **Défavorable** | $\gamma_{Gsup}$ | **1.5** | **1.3** |
| | **Favorable** | $\gamma_{Ginf}$ | **0** | **0** |
| **Paramètres de sol** | | **Symbole NFP94-270** | **M1** | **M2** |
| Angle de frottement interne | | $\gamma_{\varphi'}$ | **1.0** | **1.25** |
| Cohésion effective | | $\gamma_{c'}$ | **1.0** | **1.25** |
| Cohésion non drainée | | $\gamma_{cu}$ | **1.0** | **1.4** |
| Poids volumique | | $\gamma_{\gamma}$ | **1.0** | **1.0** |
| Pression limite pressiomètrique | | $\gamma_{pl}$ | **1.0** | **1.4** |
| **Eléments de renforcement** | | **Symbole NFP94-270** | **M1a (interne)** | **M2b (mixte)** |
| Résistance en traction caractéristique | | $\gamma_{m,\,t}$ | **1.25** | **1.25** |
| Interaction sol /renforcement ($\tau$max) pour les ouvrage en remblai renforcer | | $\gamma_{m,\,f}$ | **1.35** | **1.1** |
| **Resistances géotechniques** | | **Symbole NFP94-270** | **R2** | **R3** |
| Portance (stabilité externe) | | $\gamma_{r,\,v}$ | **1.4** | **/** |
| Résistance au glissement (stabilité externe) | | $\gamma_{r,\,h}$ | **1.1** | **/** |
| Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture (stabilité mixtes et générales | | $\gamma_{r,\,e}$ | **/** | **1.0** |

**Tableau 22** : Pondérations sur les paramètres de sol.

## 6 Eléments généraux de construction :

## 6.1 Stabilité externe :

La justification de la stabilité externe du massif en sol renforcé doit comprendre les vérifications de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci, Nous avons également vérifié la stabilité au renversement du massif en sol renforcé.

- Vérification de la stabilité au renversement : **Fr = Ms / Mr**

- Vérification de la stabilité au glissement sol / massif
- Vérification de la stabilité au poinçonnement

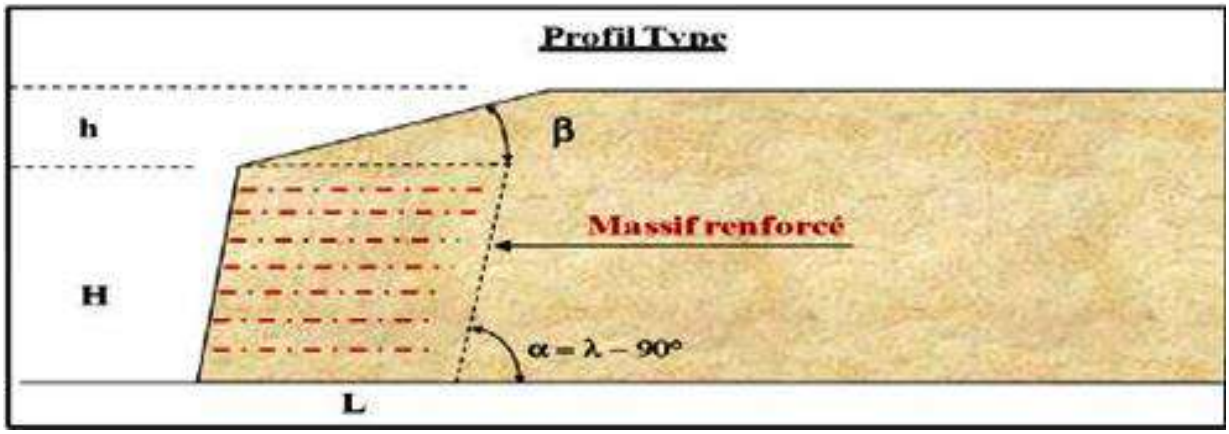



**Figure 66:** massif renforcer par géotextile

| | |
|---|---|
| **H** : hauteur du mur | **9.75 m** |
| **L** : largeur du mur | **7.00 m** |
| **α:** Inclinaison du mur | **80°** |
| **γm** : poids volumique du massif | **20 kN/m3** |
| **γ** : poids volumique du sol | **20 kN/m3** |
| **ϕ** : angle de frottement du sol arrière | **30°** |
| **θ** : Surcharge d'utilisation | **100 kN/m²** |
| **W** : poids du mur | **1365 kN/m** |
| **P** : poussée due au remblai | **313.70 kN/m** |
| **Pq** : poussée due à la surcharge | **321.75 kN/m** |
| **β** (valeur max à introduire) | **37.5° soit : 1,25Φ** |
| **λ** | **10°** |
| **kaγ** | **0.33** |
| **Kaq** | **0.33** |
| **ϕs** : angle de frottement du sol support | **35°** |

**Tableau 23**: les données de géométrique des projets

### 6.1.1 Stabilité au renversement :

**Fr** = Ms / MR ≥ 1,5

**Ms**=W x L/2

**Mr**= (P x h/3) + (Pq x h/2)

| Ms [KN.m] | Mr [KN.m] | Fr | condition | OBS |
|---|---|---|---|---|
| 4777.5 | 2588.06 | 1.84 | vérifiée | Ok |

**6.1.2 Stabilité au glissement :**

**Fg** = tg **(ϕs)** / (T/N) ≥ 1,5

**T :** efforts horizontaux = P

**N :** efforts verticaux = W + Pq

**Fg =3.76 ≥ 1,5 (vérifiée)**

## 6.2 Sollicitation sismique :

**a) Cas sismique I : (1+Kv)**

## a.1) Les coefficients sismiques :

**Kh= 0,4**

**Kv= 0,12**

$$Kad = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta)}{\cos^2\theta}\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\emptyset\sin(\emptyset - \beta - \theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^{-2}$$

**a.2) La poussée dynamique :**

**Pad= 0.5 × Kad× (1+ Kv) × γsol × H²**

**θ1=arc tg (kh/(1(+/-)kh)**

**θ1 = 19.65⁰**

**$K_{ad}$ = 0,637**

**$P_{ad}$ = 67,82 t/ml**

**b) Cas sismique II : (1- $K_V$)**

**b.1) Les coefficients sismiques :**

**$K_h$= 0,4**

**$K_v$= 0.12**

**b.2) La poussée dynamique :**

**$P_{ad} = 0.5 \times K_{ad} \times (1 + K_v) \times \gamma_{sol} \times H^2$**

**$\theta_2$= arc tg ($k_h$/ (1(+/-) $k_h$)**

**$\theta_2 = 24.44^0$**

**$K_{ad}$= 0,789**

**$P_{ad}$ = 66,03 t/ml**

**b.3) Le moment dynamique :**

**M= $P_{ad}$*H/3 = 2204,15 KN.M**

**Mt= Md+Mr = 2204,15 +1762,26= 3966,41 KN.M**

**Fr= Ms/Mt (Ms=4777.5 KN.M)**

**Fr = 4777.5/ 3966,41 = 1,21**

**Fr = 1,21 ≥ 1,2 (vérifiée)**

## c) Stabilité au glissement :

**Fg = tg ($\phi$s) / (T/N) = 1,2**

**T :** efforts horizontaux = P

**N :** efforts verticaux = W + Pq

**Fg =1.78 > 1,2 (vérifiée)**

**C Conclusion :**

Ce mur supporte une charge de 52 kn/m² en cas sismique, ce qui vérifie très largement les contraintes, sachant que la charge nécessaire pour le calcul des murs de soutènement est de 10 kn/m² ou 20 kn/m² et ce dans les cas extrêmes.

**Vérification de la stabilité au poinçonnement :**

En considérant les charges appliquées sur le mur, la contrainte de référence appliquée au niveau du sol d'assise. Qadm, sera comprise 528.86 KPa.
Afin de garantir la stabilité de l'ouvrage projeté vis-à-vis de la portance du sol d'assise la condition suivante doit être vérifiée : Qadm = Q, 528.86 > (195+100) = 295 KPa

## 7 Analyse de la stabilisation du glissement par logiciels talren :

Actuellement plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des la stabilisation des talus, En ce qui concerne notre étude relative aux glissements des talus, nous utiliserons le logiciel Talren :

### 7.1 Logiciel Talren :

Logiciel Talren c'est un logiciel qui analyse la stabilité des terrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des bishop basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiées.

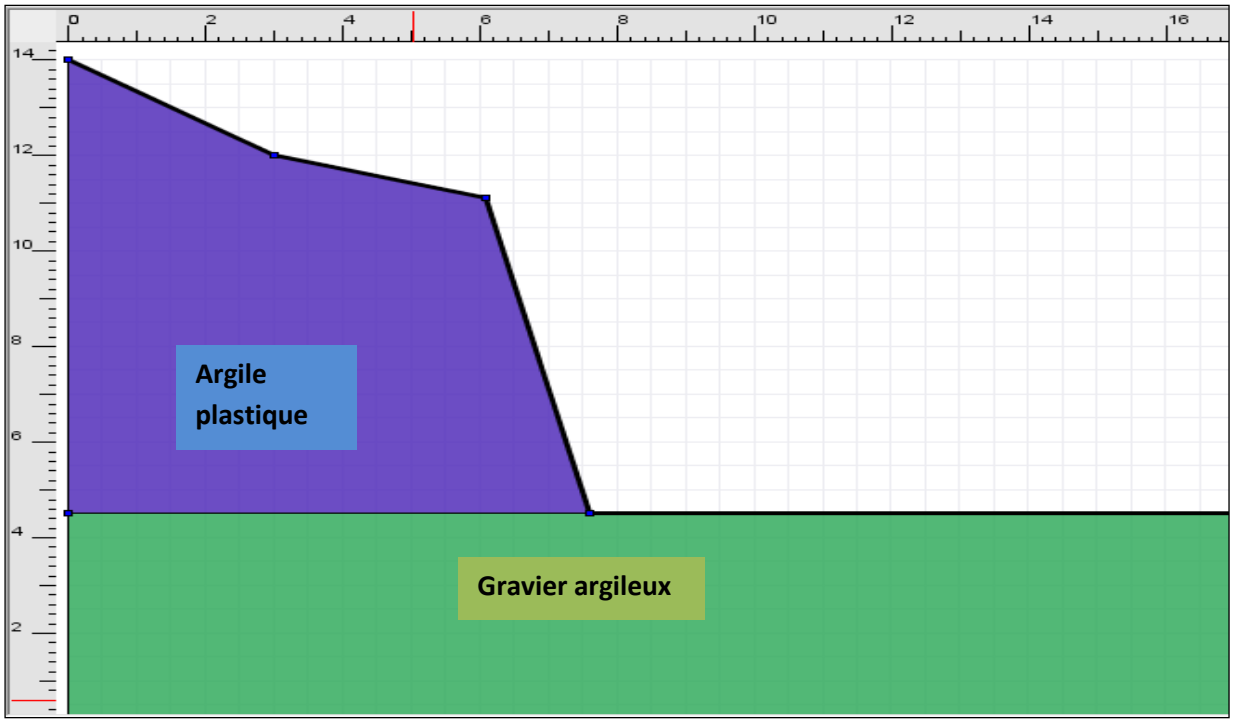



**Figure 67 :** talus à l'état initial avant traitement.

- **Résultats de coefficient de sécurité à l'état initial du talus avant traitement :**

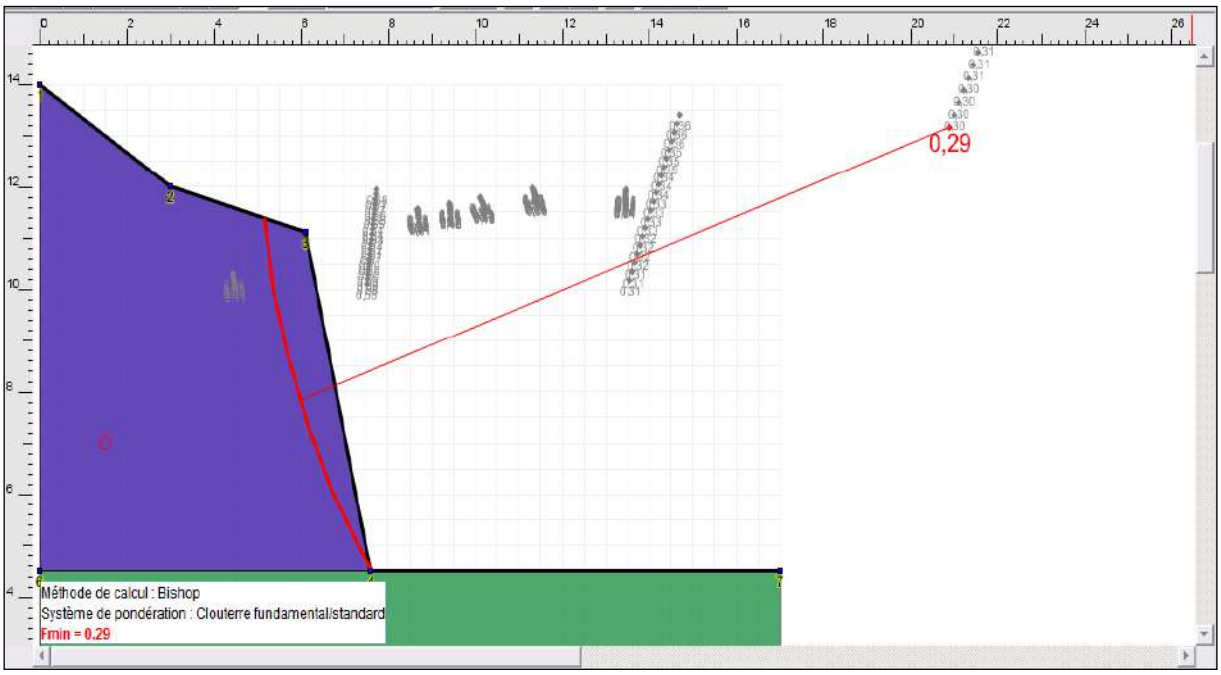



**Figure 68 :** modélisation du talus à l'état initial avant traitement.

-dans ce cas on a constaté que le talus est instable, la sécurité n'est pas assurée puisque le coefficient est égale FS=0.29<1.

- **Résultats coefficient de sécurité en états initial du talus avant traitement avec séisme ($k_h$=0.4, $K_v$=0.12) :**

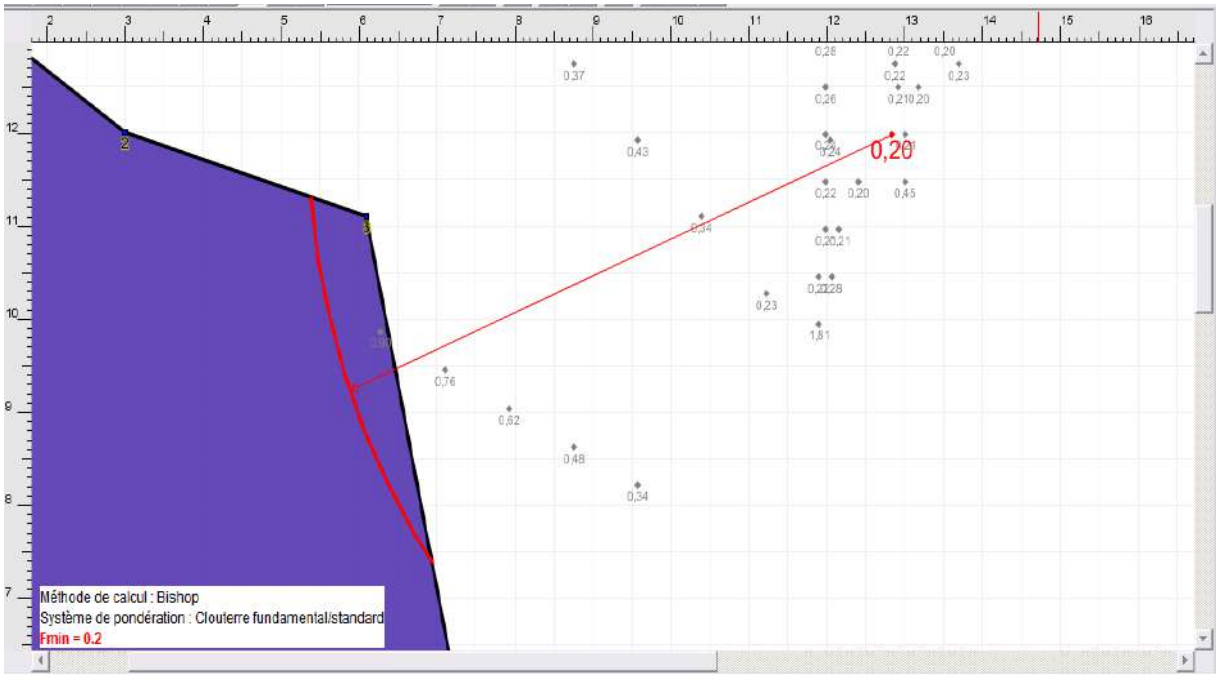



**Figure 69 :** Modélisation du talus en états initial avec séisme.

-dans ce cas le coefficient sécurité minimal vis-à-vis d'un grand glissement est égale à F min= 0.20 <1, c'est-à-dire talus instable, donc la sécurité n'est pas assurée.

### 7.3 Technique de confortement et de stabilisation :

Pour assurer la stabilisation des talus, on retient Les (3) solutions de confortement qui découlent de notre étude de glissement :

- Un géotextile de renforcement type GEOTER 150.
- Les blocs cellulaires en béton préfabriqués.
- matériau de remblai.

### 7.4 Etude du confortement avec utilisation de logiciel :

#### 7.4.1 Phase 01 : calcule de stabilité de remblai sans renforcement :

**-situation 01 : sans séisme :**

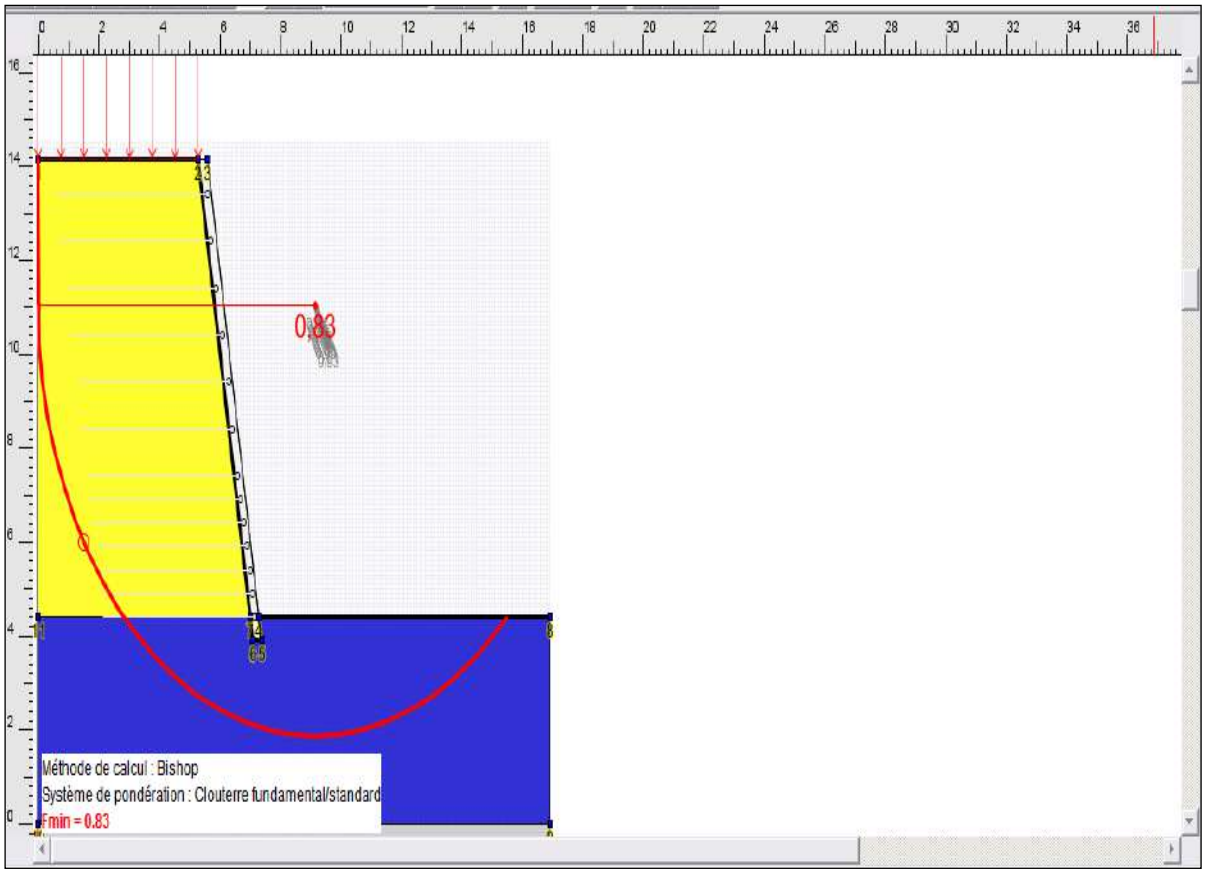



**Figure 70 :** étude du talus sans confortement.

-Dans cette situation le coefficient de sécurité obtenus et inferieur à 1.3 (FS=0.83), il en découle que le remblai est instable.

**-situation 02 : avec séisme ($k_h$=0.12, $K_v$=0.4) :**

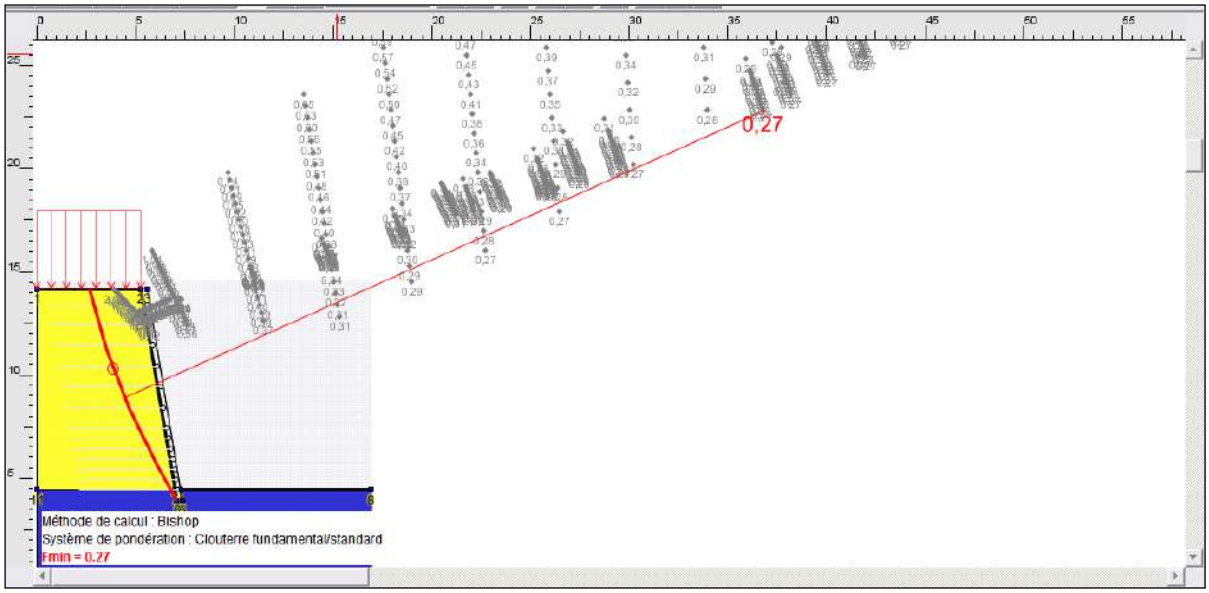



**Figure 71 :** étude du talus sans confortement.

Dans cette situation le coefficient sécurité obtenus et inferieur à 1 (FS=0.27) ), il en découle que  le remblai est instable.

### 7.4.2 Phase 02 : calcule de stabilité de remblai renforcement par géotextile :

**-situation01 : sans séisme :**

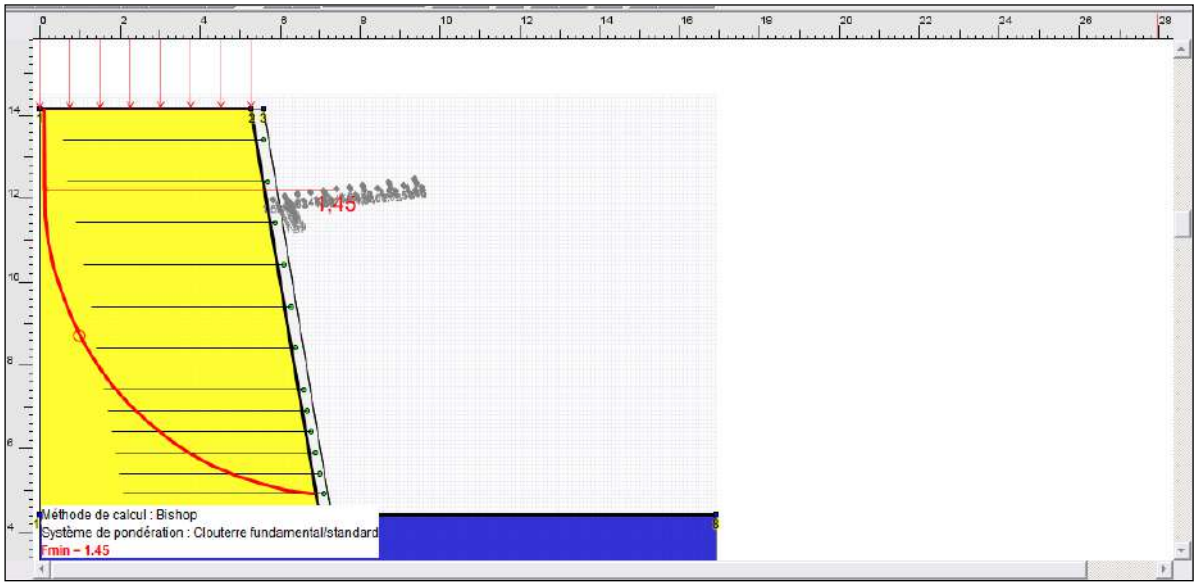



**Figure 72 :** étude du talus avec confortement par géotextile.

-Dans cette situation le coefficient sécurité obtenus et supérieur à 1.3 (FS=1.45), donc le remblai est stable mais pas suffisamment sécurisé.

**-Situation 02 : avec séisme ($k_h$=0.12, $K_v$=0.4) :**

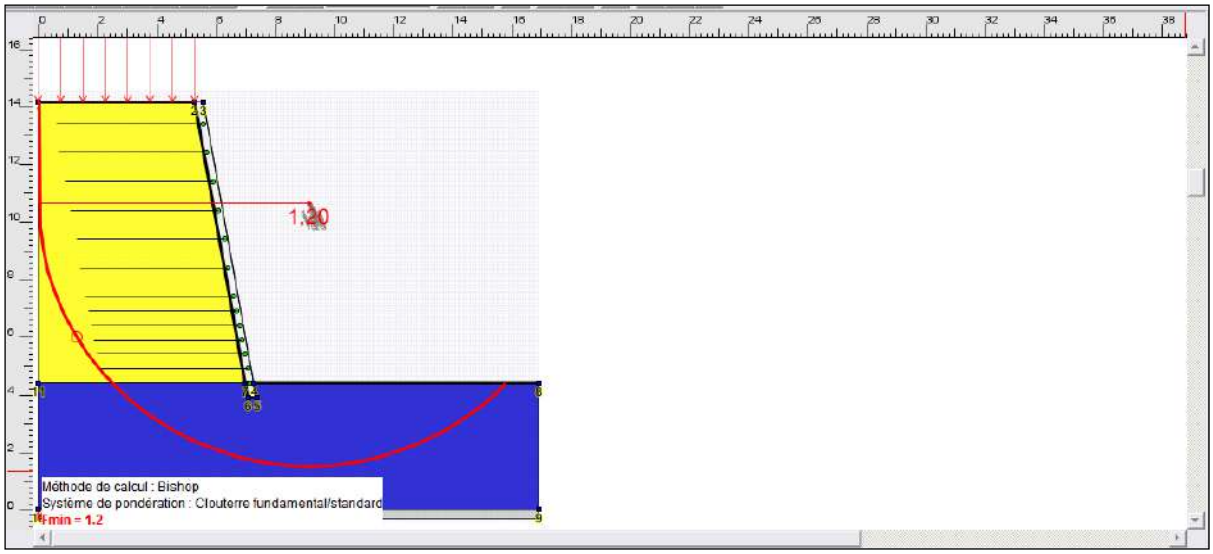



**Figure 73 :** étude du talus avec confortement par géotextile.

-Dans cette situation le coefficient sécurité obtenus et supérieur à 1 (FS=1.20), donc le remblai est stable mais pas suffisamment sécurisé.

### 3.4.3) phase 03 : calcule de stabilité de remblai renforcement par géotextile et Atalus (bloc cellulaire) :

**Situation 01 : sans séisme.**

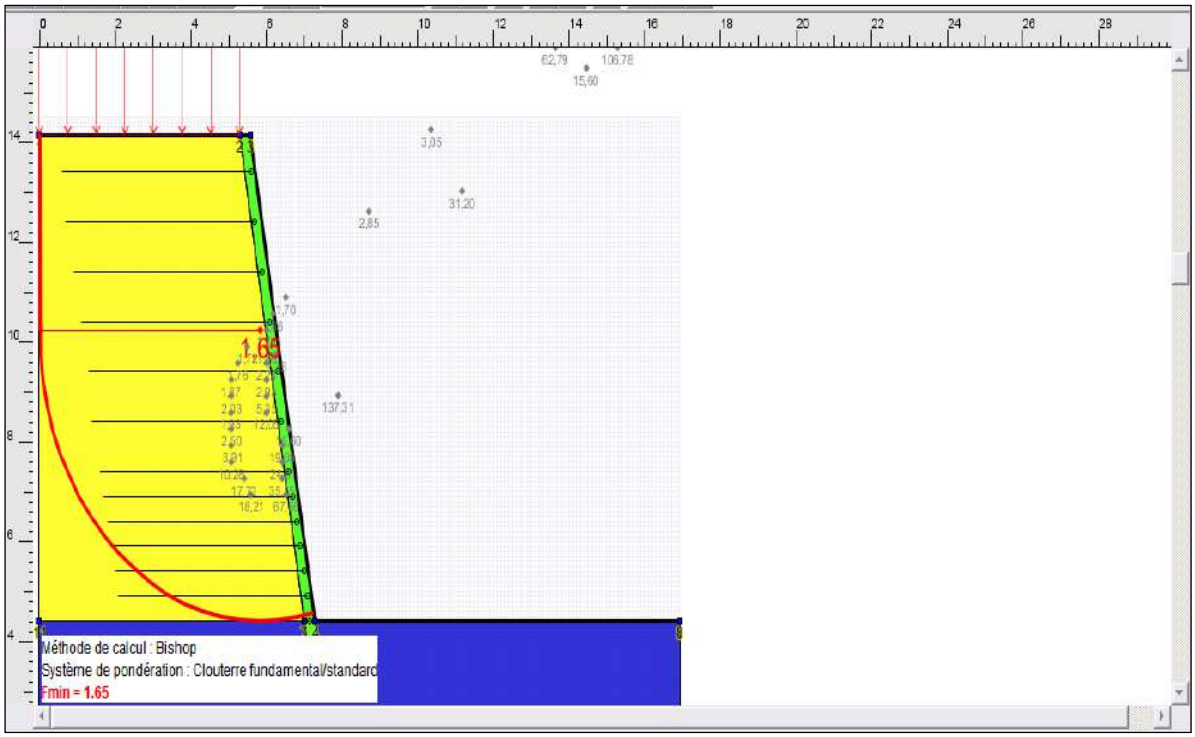



**Figure 74 :** étude du remblai avec confortement par géotextile et Atalus.

-Dans ce cas on constate que le remblai est stable, et la sécurité est assurée puisque le coefficient de sécurité est supérieur à 1.3: **FS=1.65>1.3.**

**-situation 02 : avec séisme**

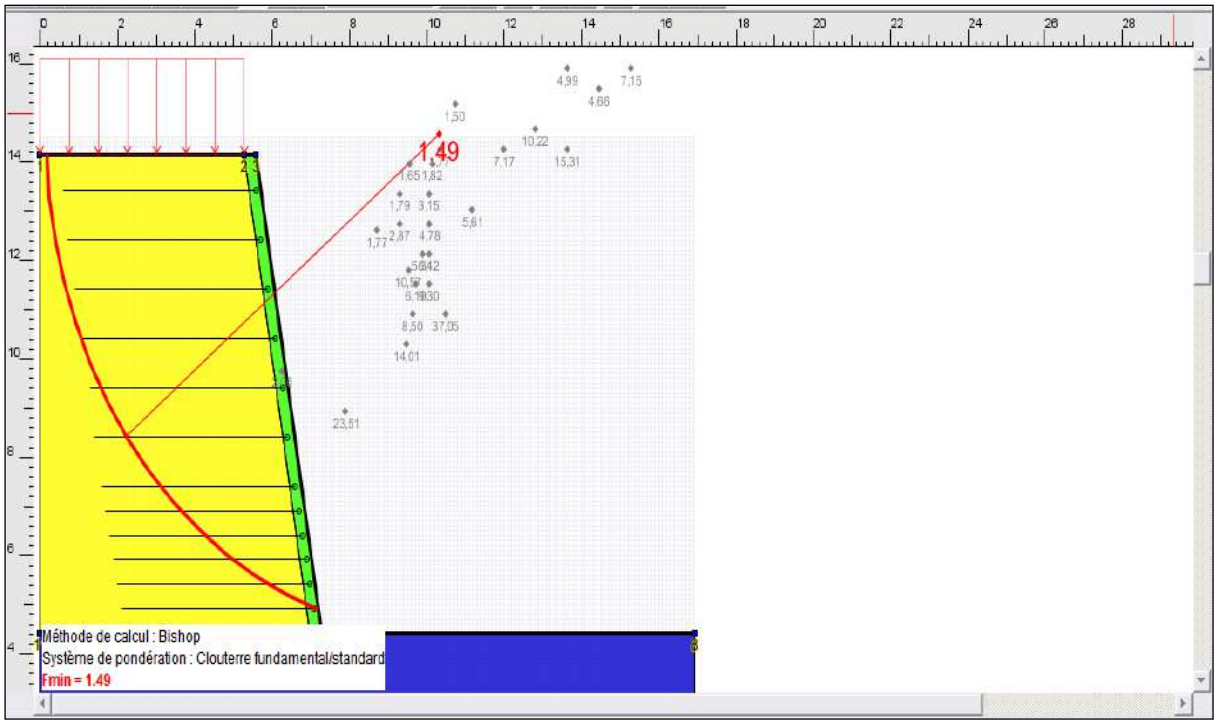



**Figure 75 :** étude du remblai avec confortement par géotextile et Atalus.

-Dans ce cas on constate que le remblai est stable, et la sécurité est assurée puisque le coefficient de sécurité est supérieur à 1: **FS=1.49>1.**

## 8 Conclusion :

Notre talus et stabilisée par géotextile et bloc cellulaire avec un coefficient de sécurité admissible .

# Conclusion générale

Ce travail a été réalisé dans le but de réduire les risques de glissement de terrain susceptible de survenir sur le tronçon de route situé sur la RN1 gorge de Chiffa (wilaya de Blida ) du PK2+707.677 au PK2+769.838 par la recherche de méthodes de confortements adéquates. et aussi de trouver des solutions de confortement à ce glissement.

Il est de la plus grande importance de localiser tout d'abord la surface de rupture dans le sol et de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur.

En plus de ces données, il est primordial de diagnostiquer et déterminer les causes de ce glissement et d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, séisme, Très fortes pluies, ruptures de digues, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel.

Partant des paramètres géotechniques et topographiques de la zone de glissement, en s'appuyant sur L'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure, escarpement) et sur l'analyse numérique avant le confortement, un calcul de stabilité du glissement de terrain a été menée à l'aide du logiciel « talran04 ».

La solution retenue consiste à purger toute la zone glissée et de la reconstruire avec un remblai renforcé par géotextile, la pose de 13 nappes, avec un parement à face enveloppée on applique les bloc cellulaire en béton fabriquer pour protéger le géotextile contre les rayons Ultra-violets, et Permettre la végétalisation du parement.

Mal gré que les trois solutions de confortement (matériau de remblai et géotextile et les parements des blocs cellulaires) aient donné les coefficients de sécurité appréciables mais reste que la solution du géotextile est plus avantageuse du point de vue souplesse et économiquement.

Pour conclure on se basant sur le coefficient de sécurité obtenu après cette l'analyse faite durant ce travail la mise en place du remblai et la nappe Géotextile est parmi les meilleures solutions et aussi économiquement parlant.

# Référence


1. Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus,

Alger.

2. DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

3. Philiponnat. G et Hubert. B (1998) Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles.

4. DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble.

5. http://www.lb.auf.org/kourdey/Confortement.htm consulte le 02/02/2017

6. http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/stabilisation-glissements-terrain consulte le 01/02/2017

7. https://www.pneusol.eu.org/ consule le 31/01/2017

8. http://www.irma-grenoble.com/ consulte le 27/01/2017

9. www.irma-grenoble.com/PDF/.../07Mouvements_Terrain.pdf

10. http://www.irma-grenoble.com/05documentation/04dossiers_lexique.php?id_DT=7 consulte le 25/01/2017

11. Stabilité des pentes ; Glissements en terrain meuble Jean-Louis DURVILLE .

12. Comité international de géologie de l'ingénieur (Nemcoka,pasek ,rybar,1972)

13. http://www.notre-planete.info/terre/risques_naturels/mouvements-de-terrain.php consulte le 20/01/2017

14. Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. Samuel AMAR & Jean-François JÉZÉQUEL