REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude numérique de la stabilité des talus renforcés par pieux au contournement nord de Médéa PK3+325 au PK3+400

Présenté par

Berkane Fares

Messaoud Laris

Proposé et Dirigé par

Dr OTSMANE Lalahoum

Promotion Juin 2021

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puisant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien modeste travail.

Nos sincères remerciements et le grand respect à notre promotrice Mme **OTSMANE LALAHOUM** pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, sa disponibilité, ses conseils judicieux et ses observations ont été d'une aide bénéfique.

Le tiens à remercier mes parents, th, qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Enfin, nous remercions mes frères pour leur accompagnement durant ces deux années et tous ceux qui ont contribué de lion ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes complexes et très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères, très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a fait au « PK3+325 au PK3+400 »

Ce travail a pour objectif de mieux appréhender le comportement de talus renforcé par des pieux, on a débuté notre étude par des généralités sur les glissements de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour traité le calcul de ce type de problème.

L'analyse numériques du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé TALREN4 qui utilisé plusieurs méthodes (Bishop, fellenius…), dans le but d'étudier la stabilité du talus et déterminer leur coefficient de sécurité, le renforcement du talus a été analysé en introduisant une méthode de renforcement par pieux.

Mots clés : Instabilité, modélisation (TALREN4), paramètres géotechniques, Mohr-Coulomb.

ملخص

انزلاقات التربة هي ظاهرة معقدة وخطيرة جدا وتعتمد على عدة أسباب وعوامل، وهي منتشرة جدا في ولاية المدية ، هذه الظاهرة تسببت في اتلاف جزء من الطريق "PK3 + 325 ~ PK3 + 400"

يهدف هذا العمل إلى فهم أفضل لسلوك المنحدرات المعززة بالأعمدة، وقد بدأنا دراستنا بعموميات حول انزلاقات التربة وأنواعها وخصائصها وأسبابها وطرقها المعتمدة لحساب هذا النوع من المشاكل.

تم إجراء التحليل الرقمي للمنحدر باستخدام كود كمبيوتر ثنائي الأبعاد بعنوان TALREN4 والذي يستخدم عدة طرق (Bishop,fellenius...)، وذلك لدراسة ثبات المنحدر من أجل تحديد معامل الأمان، وتم تحليل تقوية المنحدر. عن طريق إدخال طريقة التعزيز بواسطة أعمدة.

كلمات مفتاحية : عدم الاستقرار، نمذجة (TALREN4) ، الوسائط الجيوتقنية MOHR-COULOMB

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on serveral parameters and criteria.

Very widespread in the wilaya of Médéa, this phenomenon did at « PK3+325~PK3+400 »

The aim of this work is to better understand the behavior of slopes reinforced by piles we started our study with generalities on landslides the properties, the causes and approved methods for treating the computation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with the tow dimensional, titled talren4 who used a method (Bishop), in propose to study of the stability of a slope was analyzed by introducing a method of reinforcement by piles.

Key words : Instability, Modeling(TALREN4), geotechnical parameters, Mohr-Coulomb.

SOMMAIRE

Introduction générale ……1

Chapitre I : généralité sur les mouvements de terrain

I .1 . Introduction……2

I .2 . Définition du mouvement de terrain……3

I .2 .1 . Les mouvements lents et continus……3

I .2 .2 . Les mouvements rapides et discontinus……3

I .3 . Classification des mouvements de terrain……4

I .3 . 1. les glissements de terrain……4

I. 3.1.1. Caractérisation d'un glissement de terrain……4

I.3.1.2 Type de glissement……5

A. Le glissement plan……5

B. le glissement rotationnel simple……6

C. Le glissement rotationnel complexe……7

I.3.2. Les coulées boueuse……8

I.3.3. les écroulements ou chute de blocs……8

I.3.4. le fluage……9

I.4.Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements……10

I.5.Principales causes des glissements……10

I.9.Facteurs influençant à la stabilité des talus……11

I.10.Les facteurs d'origine anthropique tels que……11

I.11.Phases des glissements de terrain……12

I.12.Conclusion ……12

Chapitre II : analyse de stabilité des talus et méthode de calcul

II.1. Introduction……13

II.2. Eléments de base du calcul……13

II .3.Généralités sur la stabilité des talus……13

II .4.Méthode de calcul du coefficient de sécurité……14

II .4.1.Notion de facteur de sécurité……14

II .4.2.Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité……14

II.5. Calcul à la rupture……15

II .5.1.Méthode de blocs……15

II .5.2.Méthodes des tranches……16

II .5.3.Méthode de Fellenius……16

II .5.4.Méthode simplifier de bishop……17

II .5.5.Méthode de janbu ……18

II .5.6.Méthode de Morgrenstern et prise……18

II .5.7.Méthode Suédoise……18

II .6.Les méthodes numériques d'analyse de la rupture……18

II .6.1.Méthodes des éléments finis……19

II .7.Conclusion……20

Chapitre III : Méthodes de renforcement

III.1.Introduction……21

III.2.Techniques et moyens de confortement……21

III.2.1.Généralités……21

III.2.2.Systèmes de parades……22

III.2.3.Approche douce……22

III.2.3.1. terrassements……22

III.2.3.1.1.Le chargement en pied……22

III.2.3.1.2.Allégement en tête……23

III.2.3.1.3.Purge……23

III.2.3.1.4.Le reprofilage……23

III.2.3.2.Drainage……24

III.2.3.2.1.Les tranchées drainantes……25

III.2.3.2.2.Les éperons drainants……25

III.2.3.2.3.Les drains subhorizontaux……26

III.2.3.2.4.Les drains verticaux ……26

III.2.3.3.La végétation……37

III.2.4.Approche dure……28

III.2.4.1.Soutènement……28

III.2.4.1.1.Les ouvrages rigides……28

III.2.4.1.1.2Les ouvrages souples……28

III.2.4.2.Les renforcements……28

III.2.4.2.1.Le renforcement par géogrilles……29

III.2.4.2.2.Le renforcement par géotextile……29

III.2.4.2.3. Renforcement par Colonnes ballastées……30

III.2.4.2.4.Renforcement par pneu sol……31

III.2.4.2.5.Les clouages……31

III.2.4.2.6.Tirants d'ancrage……32

III.2.4.2.7.renforcement par fondation profonde……32

a) Les trois parties principales d'un pieu sont……32

b) Principe de fonctionnement……33

c) Classification des pieux……33

- Les pieux mis en place refoulement du sol……33
- Les pieux battus moules……33

- Les pieux mis en place sans refoulement du sol……..34
- Pieux fores à l' abri d'un tube de travail récupéré……..35
- Pieux tarière creuse……..35
- Les pieux forcés sans tubage……36
- Pieu fore a la boue……36
- Micro-pieux……..36

d) Modes opératoires de réalisation des pieux……36

- Pieux fores simples……36
- Pieux fores tubes vibro-fonces……38
- Pieux fores tubes avec tubage louvoyé……39
- Pieux fores de petits diamètres……39
- Pieux fores à la boue……40
- Pieux fores à la tarière creuse……40

III.3.Conclusion……42

Chapitre IV : Analyse du site

IV. 1. Introduction……43

IV. 2. But de projet……43

IV. 3. Situation géographique et morphologie du site……43

IV. 4. Relief……44

IV. 5. Environnement……44

IV. 6. Glissement à conforter……45

IV. 7. Reconnaissance géologie et géotechnique de site……46

IV. 8. Description de glissement……47

IV. 9. Lithologie des formations……47

IV. 9.1 sondage01……47

IV. 9.2 Sondage02……47
IV. 10. Programme d'investigation géotechnique……48
IV. 10.1. Introduction……48
IV. 10.2. Essais in situ……48
IV. 10.3. Essais de laboratoire……49
IV. 11. Résultat des essais……50
IV. 11.1. Essais de laboratoire……50
IV. 11.1.1. Essais physique……50
IV. 11.1.2. Essais mécanique……52
IV. 12. Conclusion……54

Chapitre V : analyse numérique de glissement

V. 1. Introduction……55
V.2. Présentation de logiciel de calcul (TALREN 4)……55
V.3. Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4……55
a-Fenêtre de Lancement de logiciel TALREN 4 ……56
b-L 'interface graphique interactive de TALREN 4……56
V.3.Etude de stabilité ……57
V.4.Les principales caractéristiques du modèle……57

- Définition des données ……57
- Géométrie du modèle**……**58
- Propriétés des couches de sols……58
- Gestion de phasage et situation……59
- Prise en compte l'aléa sismique……60
- Les conditions hydrauliques ……61
- Définition des situations……61
- Coefficient de sécurité ……62

V.5 Procédure de calcul……62

V.5.1. Présentation des résultats de calcul avant le confortement……62

V.5.1.1. Norme de calcul utilisée……62

a) Phase 01 : sans séisme……62

b) Phase 02 : Avec séisme……63

V.5.1.2. Interprétation des résultats ……64

V.5.2. Vérification de la stabilité après le confortement ……64

V.5.2.1. Définition du confortement choisi ……64

a) Méthode bishop……65

b) Méthode fellenius……66

V.5.2.2. Interprétation des résultats des calculs……67

V.6. Conclusion……68

Conclusion générale……69

Liste des figures

Figure I.1: schéma explicatif le mouvement de terrains……2

Figure I.2 : figure représentative des caractéristiques d'un glissement……..5

Figure I.3 : Schéma qui simplifier le phénomène de glissement plan……6

Figure I.4 : Schéma explicatif de glissement rotationnel……..7

Figure I.5 : le phénomène de glissement complexe……..7

Figure I.6 : le phénomène de glissement complexe……..8

Figure I.7 : écoulements, les chutes des blocs……..9

Figure I.8 : Schéma explicatif le phénomène de fluage……..9

Figure II.1: la méthode des tranches……16

Figure II.2: Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de Fellenius……17

Figure III.1 : organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade……..22

Figure III.2 : chargement au pied d'un talus……..23

Figure III.3: Les différents procédés de modification géométrique……24

Figure III.4 : Les tranchées drainantes……25

Figure III.5 : les éperons drainant……25

Figure III.6 : Les drains subhorizontaux……26

Figure III.7 : Etape de réalisation de drains verticaux……27

Figure III.8 : l'implantation des plantes dans un talus……27

Figure III.9 : Renforcement par géogrilles……29

Figure III.10: Renforcement par géotextiles……30

Figure III.11 : Schéma explicatif le renforcement par colonnes ballastées……30

Figure III.12 : renforcement par les pneus……31

Figure III.13 : Un versant stabilité par clouage……31

Figure III.14: Tirant d'ancrage……32

Figure III.14 : les étapes de réalisation des pieux moulés……..33
Figure III.15: trou de forage de pieux……..34
Figure III.16: Schéma d'exécution d'un pieu foré……..35
Figure : III.17 étapes de réalisation d'un pieu forés simple……37
Figure III.18 : Tube plongeur de coulage du béton……..37
Figure III.19 : exemple de tarières pleines……..38
Figure III.20 : étapes de réalisation d'un pieu tubé vibor-foncés……38
Figure III.21: procédure de vibro-fonçage d'un pieu fores tubés……..39
Figure III.22 : Étapes de réalisation d'un pieu foré à la boue……40
Figure III.23 : pieu forés à la tarière creuse……41
Figure III.24 : Engin de forage à la tarière creuse……41
Figure IV. 1 : situation de site dans la région de Médéa……43
Figure IV. 2 : le site de glissement……..44
Figure IV. 3 : vue générale de site……45
Figure IV. 4 : Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses……45
Figure IV. 5 : carte géologie de la région……..46
Figure IV. 6 : Vue générale du glissement……47
Figure V.1 : plan de fonctionnement de logiciel TAREN 4……55
Figure V.2 : fenêtre de lancement du logiciel……..56
Figure V.3 : interface de TALREN……..56
Figure V.4 : relief topographique……57
Figure V.5 : la géométrie du modèle……..58
Figure V.6: la géométrie représente les couches du terrain……..59
Figure V.7: prise en compte de l'effet du séisme……..60
Figure V.8: définition des conditions hydrauliques……61
Figure V.9: surface de rupture circulaire……..61

Figure V.10: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme sans Prise en compte de l'eau) ……62

Figure V.11: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme Prise en compte de l'eau) ……63

Figure V.12: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme sans Prise en compte de l'eau) ……63

Figure V.13: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme Prise en compte de l'eau) ……64

Figure V.14: Paramètres des pieux……65

Figure V.15: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme) ……65

Figure V.16: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (avec séisme) ……66

Figure V.17: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius (sans séisme) ……66

Figure V.18: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius(avec séisme)……67

Liste des tableaux

Tableau I.1 : explicatif les différents types du mouvement……..……..10

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité……14

Tableau II.2 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage……15

Tableau IV.1 : Essais de pénétromètre dynamique……49

Tableau IV. 2: représenté essais humidité……50

Tableau IV. 3 : résultats de limites d'atterberg……51

Tableau IV. 4: essais granulométrie……52

Tableau IV. 5: essais de compressibilité……52

Tableau IV. 6 : essais à la boite de casagrande(CD)……53

Tableau IV.7 : essais à la boite de casagrande(UU)……53

Tableau IV. 7: essai de triaxial de type UU……54

Tableau V.1: les données géométrie de terrain……58

Tableau V.2: Résultats des calculs avec les différentes Phases et méthodes……67

Liste des notations

Lettres latines

C : Cohésion du sol	**[kN/m2]**
w : Teneur en eau du sol	**[%]**
wL : Limite de liquidité d'un sol	**[%]**
FS : Coefficient de sécurité	**[-]**
F : Force stabilisante	**[kN/m2]**
N : Réaction normale	**[kN/m2]**
Nn : Réaction normale d'une tranche (n)	**[kN/m2]**
W : Poids de la tranche	**[kN]**
O : Centre de la surface de glissement	**[-]**
R : Rayon de la surface de glissement	**[m]**
E : Module d'Young	**[kN/m2]**
EA : Rigidité normale	**[kN/m]**
EI : Rigidité de flexion	**[kNm2/m]**
G : Module de cisaillement	**[kN/m2]**
K0 : Coefficient des terres au repos	**[-]**
Kx : Perméabilité horizontale	**[m/jour]**
Ky : Perméabilité verticale	**[m/jour]**
H : hauteur	
Ux : déplacement dans le sence x	**[m]**
Uy : déplacement dans le sence y	**[m]**
Ux : déplacement dans le sence x y	**[m]**
Uy : déplacement dans le sence y	**[m]**

Lettres grecques

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle	**[kN/m2]**
σ : Contrainte	**[kN/m2]**
σ ’ : Contrainte effective (σ’ = σ – u)	**[kPa]**
σ 3 : Contrainte principale mineur	**[kPa]**
σ 1 : Contrainte principale majeur	**[kPa]**
ϕ : Angle de frottement interne du sol	**[°]**
ψ : Angle de dilatance du sol	**[°]**
ε : Déformation longitudinale en	**[%]**
ν : Coefficient de Poisson	**[-]**
γ sat : Poids volumique du sol saturé	**[kN/m3]**
γ w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)	**[kN/m3]**
γ h : Poids volumique humide du sol	**[kN/m3]**
γ s : Poids volumique des grains	**[kN/m3]**
γ d : Poids volumique sec du sol	**[kN/m3]**

Abréviations

UU : Non consolidé non drainé.

CD : Consolidé drainé.

MEF : Méthode des éléments finis.

MC : Modèle de Mohr Coulomb.

HSM : Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).

SSM : Soft Soil Model.

SSCM : Soft Soil Creep Model

Introduction générale

Introduction générale

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui développent dans matériaux meubles et en générale argileux contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus brusque.

Les problèmes de stabilité de pente, provoquent d'importants dégâts : ils affectent les versants naturels ainsi que des talus, on fait appel à la stabilisation des talus renforcer par les pieux lorsque le sol du talus n'a pas les caractéristiques suffisantes pour support son poids propre ou le poids d'une structure. Pour assurer la stabilité du talus sous l'effet des chargements horizontaux, les pieux verticaux sont conçus pour rependre aussi les sollicitations latérales.

L'objectif de notre travail présenté dans ce mémoire est l'analyse de la stabilité du talus situé dans la Wilaya de Médéa (nord de la ville de Médéa au (PK3+325) ~ (PK3+400)) et proposé une technique de renforcement par les pieux pour assurer la stabilité de l'ouvrage, ce travail est divisé en 5 chapitres :

Chapitre I est réservé à l'étude des mouvements de terrain (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes).

Chapitre II regroupe les différentes méthodes d'analyse et de calcul la stabilité des pentes naturelles.

Chapitre III présente les différents systèmes de renforcements.

Chapitre IV présente une analyse géotechnique du site étudié.

Chapitre V consacré à la modélisation numérique et l'étude des paramètres de stabilité du talus par logiciel **TALREN 4**, ainsi la vérification des solutions de confortement proposé,

A la fin une conclusion générale est présentée.

CHAPITRE : I

GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.1.Introduction

Les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels qui affectent les talus et les versants naturels, ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec impact économique et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte précipitation, érosion de berge, séisme) ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de Terrassements ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

Ce chapitre récolte des informations générales relatives à la définition des mouvements des terrains, leurs causes et leurs classifications afin de montrer L'importance et le danger de ce phénomène.



Figure I.1: schéma explicatif le mouvement de terrains

I.2.Définition du mouvement de terrain

Le mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (érosion, dissolution, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (déboisement, terrassement, exploitation de matériaux comme les carrières, etc.). **[6].**

Ces phénomènes comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur Structure. **[9].**

Selon la vitesse des mouvements et les morphologies des surfaces de rupture, on peut classifier les mouvements de terrain en deux catégories comme suit :

I.2.1. Les mouvements lents et continus

- Les tassements et les affaissements de sols.

- Les glissements de terrain à long d'une pente.

- Le glissement à surface de rupture circulaire : se produit généralement dans des matériaux homogènes. **[14]**.

-le fluage.

- Retrait-gonflement des argiles : est un Phénomène caractéristique des sols argileux, aussi appelé mouvement de terrain différentiel, lié aux variations en eau du terrain. Le sol se comporte parfois comme une éponge : il se gonfle en présence d'eau et se rétracte en son absence.

I.2.2. Les mouvements rapides et discontinus

- L'effondrement du toit des cavités souterraines, L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains marnières) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire

- les écroulements et les chutes des pierres ou des blocs.

- Les glissements de terrain.

- Les coulées boueuses et torrentielles. **[14]**.

I.3.Classification des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de terrain s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol, de façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales de mouvements :

- Les glissements
- Les coulées boueuses
- Les écroulements ou chute de blocs
- Les fluages. **[1].**

I.3.1. Les glissements de terrain

Les glissements de terrain en produisent sous l'action d'un (ou plusieurs) « facteur déclenchant » qui rompt l'équilibre, soit au niveau des forces massiques, soit au niveau des forces extérieures, ou au niveau des forces de Liaison dans le massif. **[10].**

I. 3.1.1. Caractérisation d'un glissement de terrain

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface De glissement.

Tête : limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

Escarpement secondaire : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en Mouvement une structure en escalier.

Elément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.

Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

Extrémité inférieure ou pouce : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.

Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements Dans le matériau.

Surface de rupture ou de glissement : surface séparant la masse glissée des terrains en place.

Corps : partie centrale du glissement recouvrant a surface de rupture. **[4].**

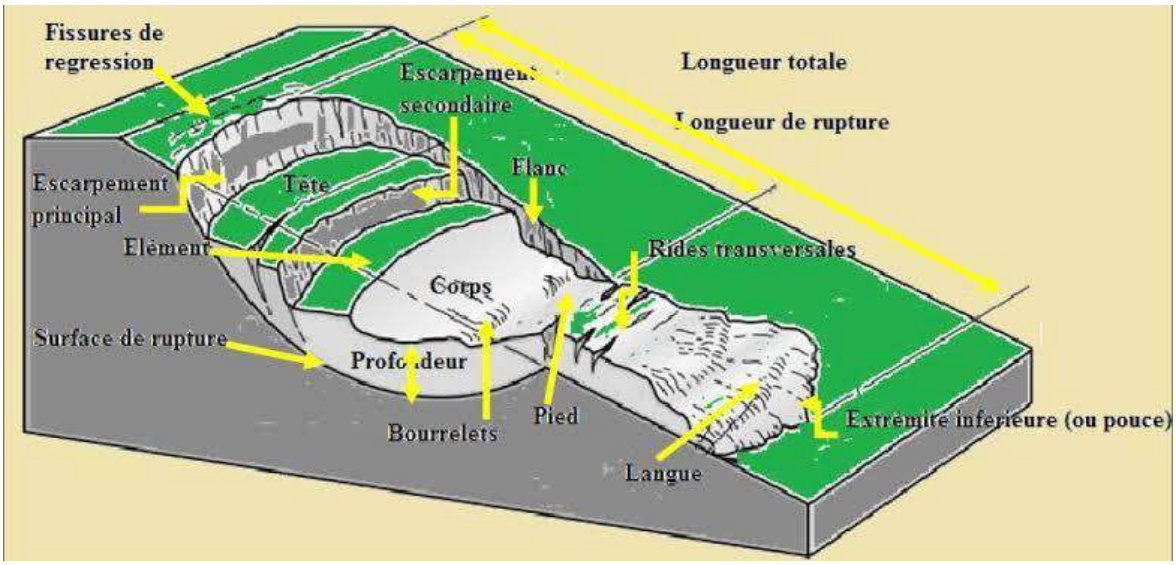


Figure I.2 : les caractéristiques d'un glissement

I.3.1.2 Type de glissement

Colas et Pilot (1976) distinguent trois types de mouvements, qui diffèrent par la géométrie et la surface de rupture :

a- le glissement plan.

b- le glissement rotationnel simple.

c- le glissement rotationnel complexe. **[4].**

A. Le glissement plan

La ligne de rupture est en général plane. Elle est constituée par une couche mince de mauvaises caractéristiques appelée « couche savon ». Le glissement est dans Ce cas accéléré par l'action de l'eau.

Lors de glissements transrationnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. **[7].**

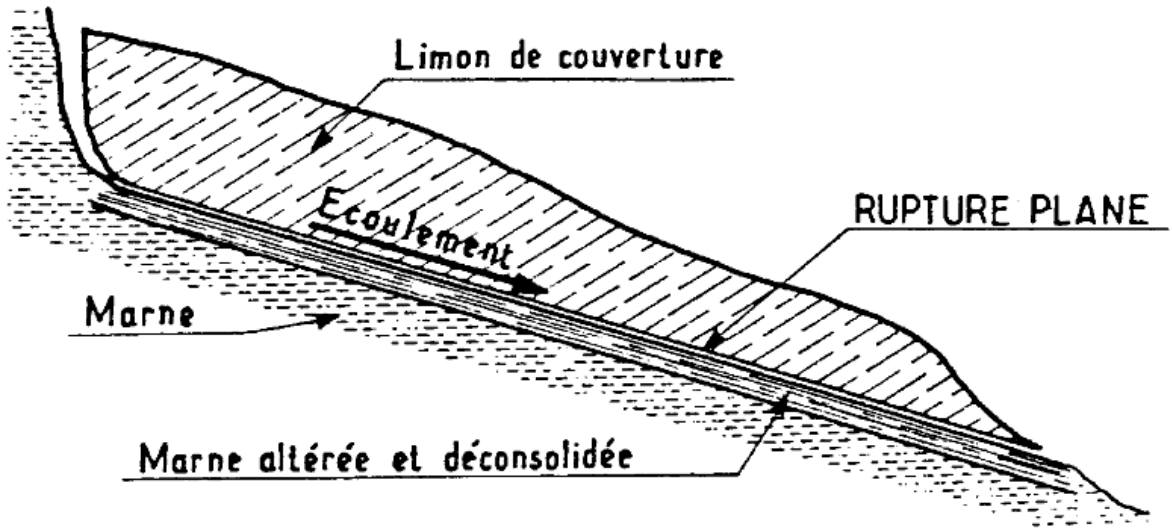


Figure I.3 : Schéma qui simplifier le phénomène de glissement plan

B .Le glissement rotationnel simple

Ils sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériel glissé.

Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement **[7]**.

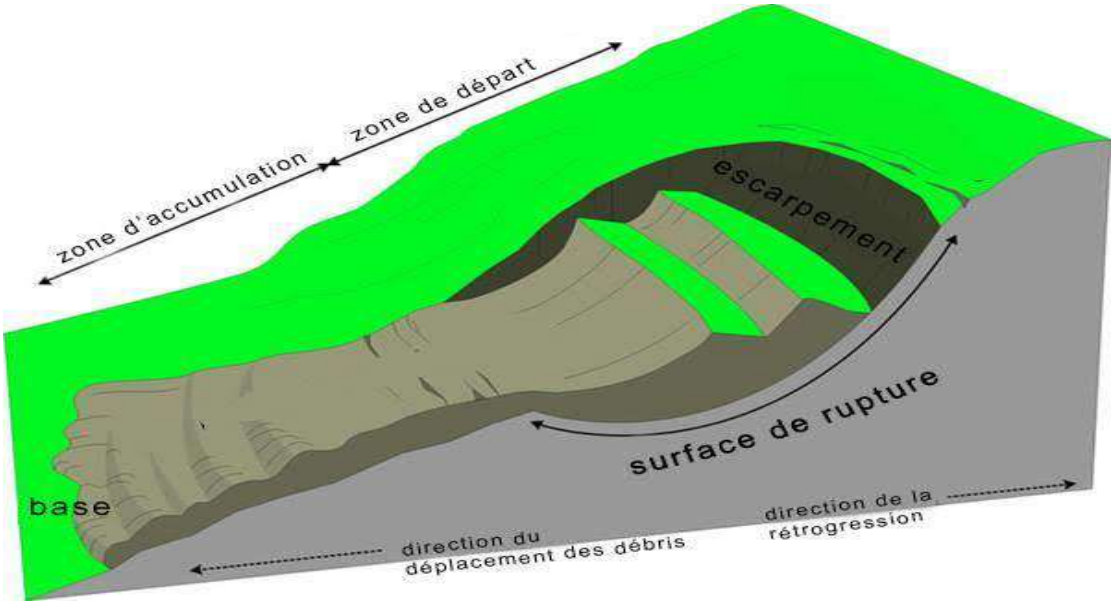


Figure I.4 : Schéma explicatif de glissement rotationnel

C. Le glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare.il s'agit de glissements multiples emboités les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraine des glissements successifs remontant vers l'amont. **[15].**

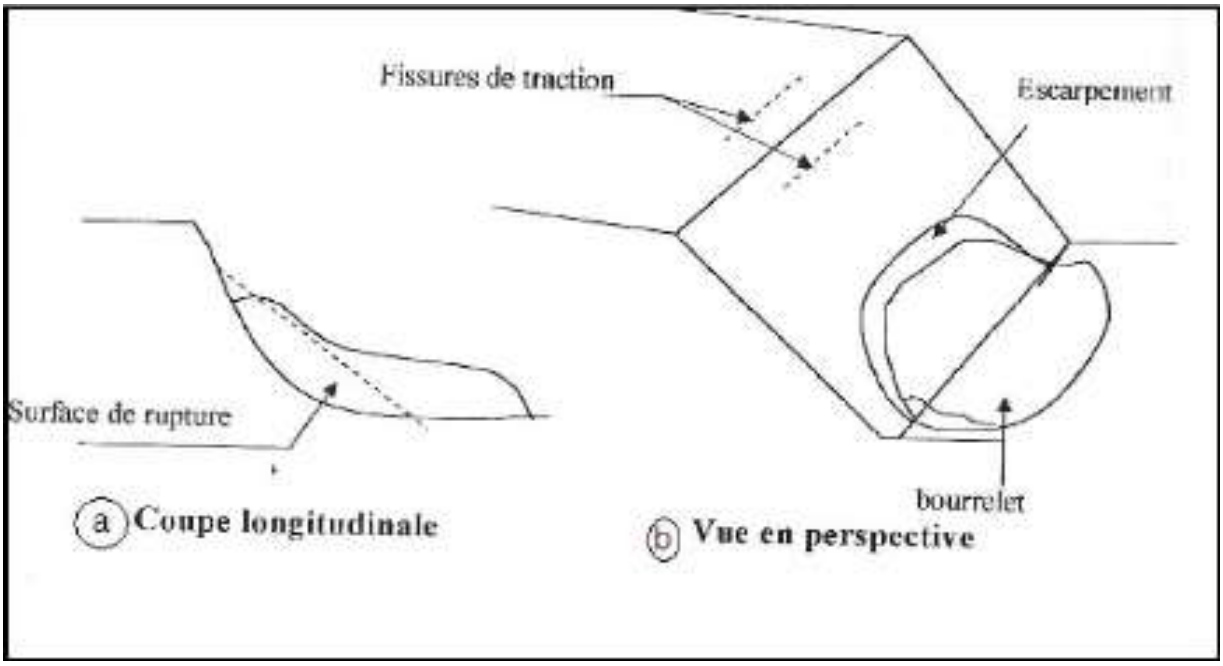


Figure I.5 : le phénomène de glissement complexe

I.3.2. Les coulées boueuses

C'est une masse argileuse qui glisse dans le sens de la pente formant un anticlinal en bas sous forme d'une langue

Les coulées boueuses mélangées de blocs : le matériel déplacé se compose d'éléments grossiers emballés dans une matrice argilo-limoneuse. Selon les cas, elles s'étalent en nappes chaotiques sur les versants ou s'allongent dans des vallons. Par lavage des particules fines de leur matrice, ces coulées se transforment en amas de blocs anguleux anarchiques et hétérométriques, concentrés en chaos rocheux dans certaines vallées montagnardes. **[5].**

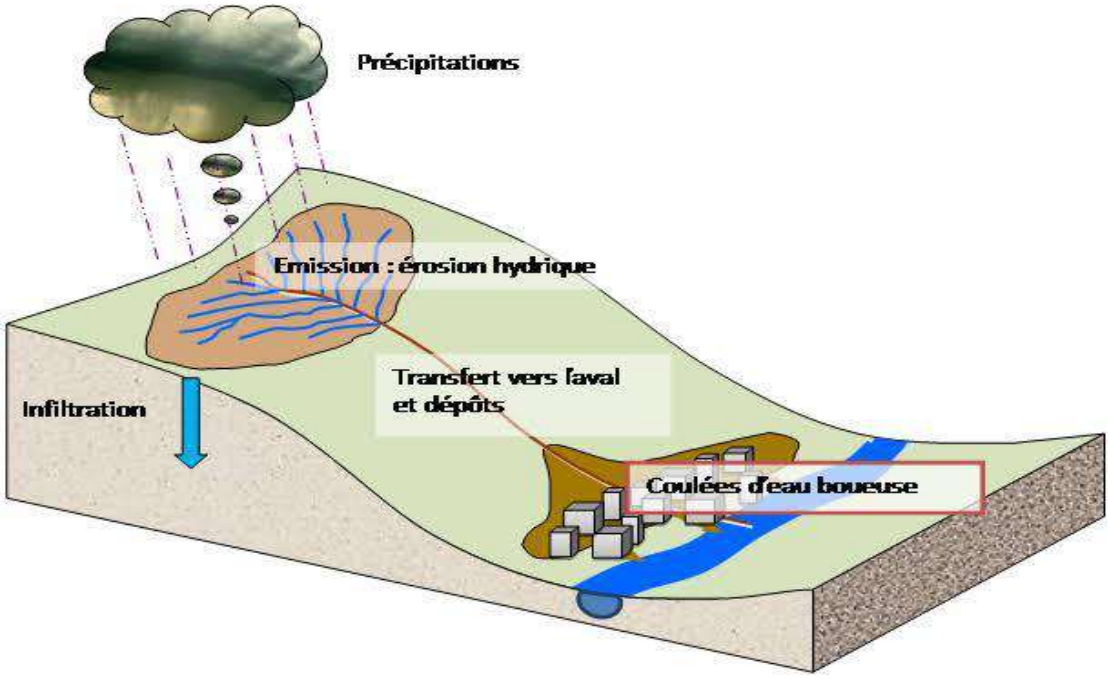


Figure I.6 : le phénomène de coulée

I.3.3. Les écroulements ou chute de blocs

Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt. **[9].**

Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant. **[1].**

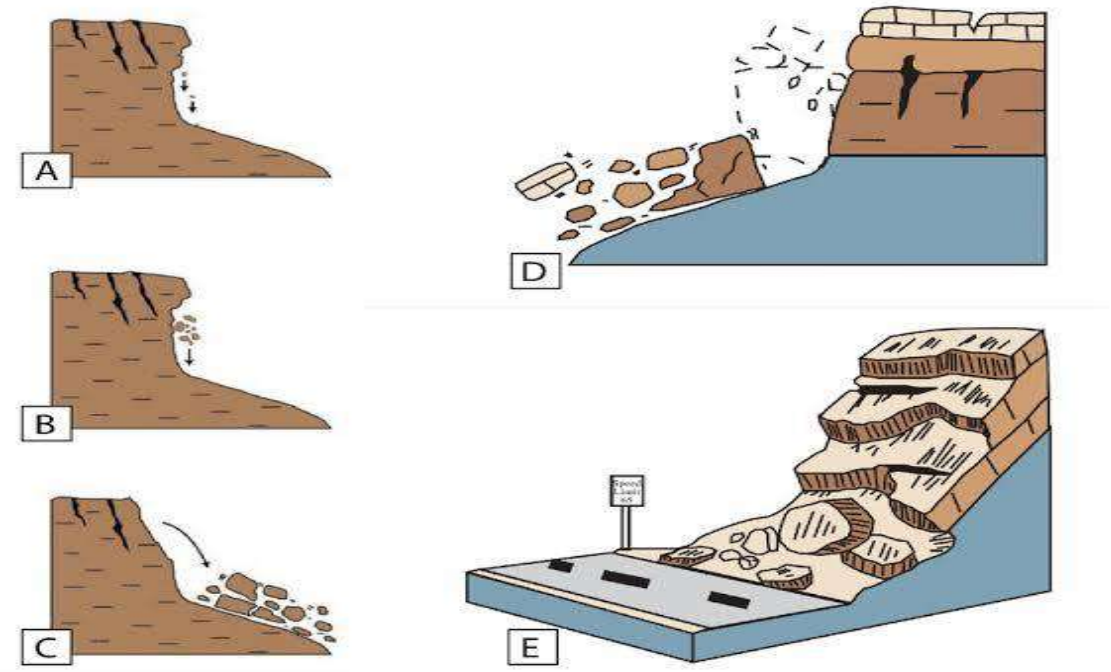


Figure I.7 : écoulements, les chutes des blocs

I.3.4. Le fluage

Le fluage est une déformation lente et permanente sur de longues durées, affectant les matériaux meubles et la roche. Ce phénomène se manifeste par des déformations continues sans rupture et /ou par un mouvement discontinu avec des amorces de glissement sur de nombreuses petites surfaces de discontinuité. **[16].**

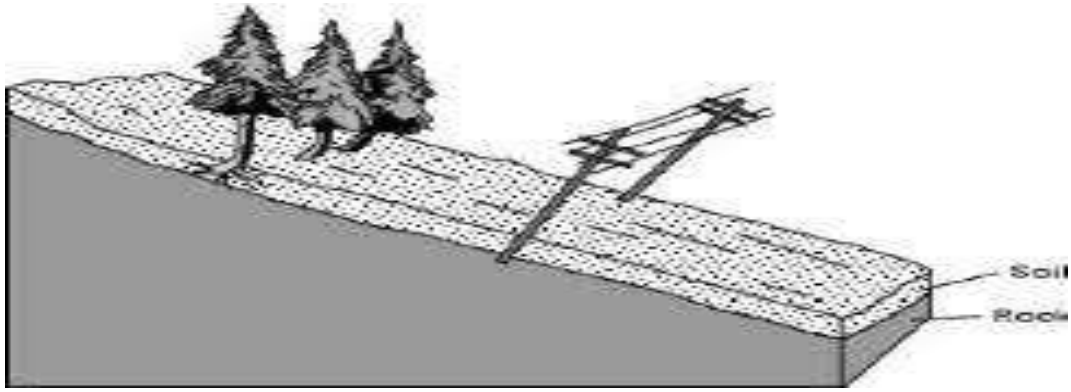


Figure : I.8 Schéma explicatif le phénomène de fluage

I.4.Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements

Le tableau suivant présent les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteur déclenchant : **[1].**

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteur déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelquem3 De dix millions m3	Eau, terrassements
Fluage	Formation meubles	Très lente	De quelquem3 De dix millions m3	Chargement, évolution du matériau
Ecoulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	De quelquem3 De dix millions m3	Eau, gel-dégel, Séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m3	Très fortes pluies, rupture de digues

Tableau I.1 : explicatif les différentes types du mouvement

I.5.Principales causes des glissements

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

-la nature de terrains : la nature de terrains dépend de la :

- Géométrie de terrains.
- Résistance au cisaillement des sols ou des roches

-l'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

- Les actions climatiques : Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.
- Les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations Naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines …)
- Construction sur pente : La construction de remblais sur pente naturelle diminue de l'ensemble pente et remblai. **[8].**

I.6.Facteurs influençant à la stabilité des talus

Le déclenchement est en effet le résultat de la combinaison des actions de conditions défavorables permanentes (topographie, géologie, présence d'une nappe, caractéristiques mécaniques médiocres des terrains, etc.) et d'un ou de plusieurs facteurs déclenchant, susceptibles de rompre l'état d'équilibre initial de la pente. Ces facteurs peuvent être d'origine naturelle ou Anthropique tels que : **[14].**

- Modification de la géométrie de la pente.

- Suppression de la butée en pied.

- Modification du régime hydrologique naturel de la pente.

- Modification de l'utilisation des sols.
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage
- Une diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, ou à une échelle différente le retrait d'un glacier.
- plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme (à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, en organisant les écoulements d'eau souterrains) Séisme. **[14].**

I.7.Phases des glissements de terrain

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme K. Terzaghi (1950) proposent quatre phases :

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain

- La phase de rupture : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase

- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le Phénomène.

- La phase de stabilisation : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée. **[3].**

I.8.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de mouvements de terrains qui peuvent exister dans la nature est distinguer deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides, les mouvements lents provoquent des chargements progressifs les mouvements rapides se distinguent par leur frappe brusque et immédiate.

La dernière partie de ce chapitre distinguera les problèmes posés par les mouvements de terrain naturels de ceux qui sont la conséquence de l'activité humaine.

CHAPITRE : II

ANALYSE DE STABILITE DES TALUS ET METHODES DE CALCUL

II.1. Introduction

La stabilité des pentes en terre (naturelles et artificiels) est un problème qui propose dans ce travail, les glissements de terrain sont souvent spectaculaires et meurtris, l'estimation de la sécurité vis-à-vis du risque est très délicate quelle que soit l'approche utilisée particulièrement pour les pentes naturelles et talus
En déblais.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposés, celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs(méthodes de calcul à la rupture, méthodes des éléments finis),et pour faciliter de leur mise en œuvre calculs à l'aide d'adiques, calculs automatiques à l'aide de logiciels, définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Les principes méthodes de calcul de stabilité des pentes sont basés sur la recherche d'un coefficient de sécurité.

II.2. Eléments de base du calcul

Nous devons connaître certains éléments pour faire un calcul de stabilité :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et ou des discontinuités.
- La géométrie du talus.
- Les conditions hydrauliques **[13].**

II .3. Généralités sur la stabilité des talus

La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes techniques : aplatissement du talus en modifiant la géométrie extérieure de sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement ou des
Pieux **[13].**

II .4. Méthode de calcul du coefficient de sécurité

II .4.1. Notion de facteur de sécurité

La notion du coefficient de sécurité est très importante ; à travers elle, on cherche à couvrir toutes les sources d'erreurs et à traduire par un seul nombre De quelle façon la pente est stable.

La définition du coefficient de sécurité d'une pente à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite **[14].**

Définition	Formule
Rapport de contraintes	F=$\tau max/\tau$
Rapport de forces	F=E résistant /E moteur
Rapport de moments	F=M résistant / M moteur
Rapport de grandeur	Par ex : H/H max

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité

II .4.2.Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

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

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'ya pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1 ,2 voire 1,1 mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire De la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres

Adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure. **[14].**

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

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

II.5. Calcul à la rupture

II .5.1. Méthode de blocs

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, Et s'opposent donc aux méthodes volumiques.

Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et faciles à déterminer, Ces techniques sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides et indéformables qui frottent les uns sur les autres, De plus, le comportement d'interface est souvent défini pour ces méthodes par la loi de Coulomb, Ces techniques sont appropriées quand on peut prévoir Correctement la forme de la ligne de rupture.

Ces méthodes distinguent une partie potentiellement mobile et un massif fixe ; séparés par une surface de rupture, Plusieurs cas sont étudiés par cette méthode, On peut citer par exemple

- Rupture plane d'un talus.
- Rupture plane d'une pente infinie.

En outre, d'autres cas peuvent se présenter telles que les ruptures dans les barrages en terre où la rupture se fait selon deux plans différents ou d'autres cas plus complexes (tel qu'équilibre de plusieurs blocs) **[12].**

II .5.2. Méthodes des tranches

Le découpage de masse en mouvement en tranches verticales à permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

-les blocs des blocs sont devenus verticaux ;

-le point de passage de la force à la base du bloc de la tranche est situé au centre de cette base ;

-le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à a la base des tranches **[17].**

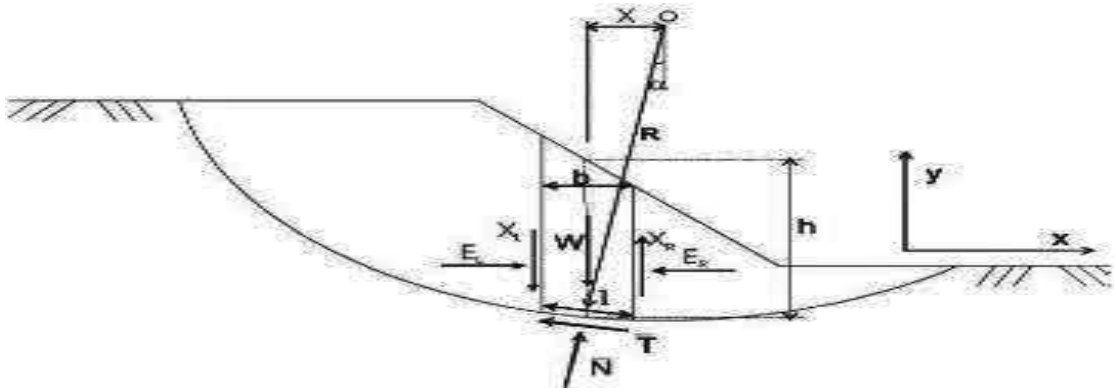


Figure II.1: la méthode des tranches

II .5.3. Méthode de Fellenius(1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux) ;

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égal au rayon R, constant **[4].**

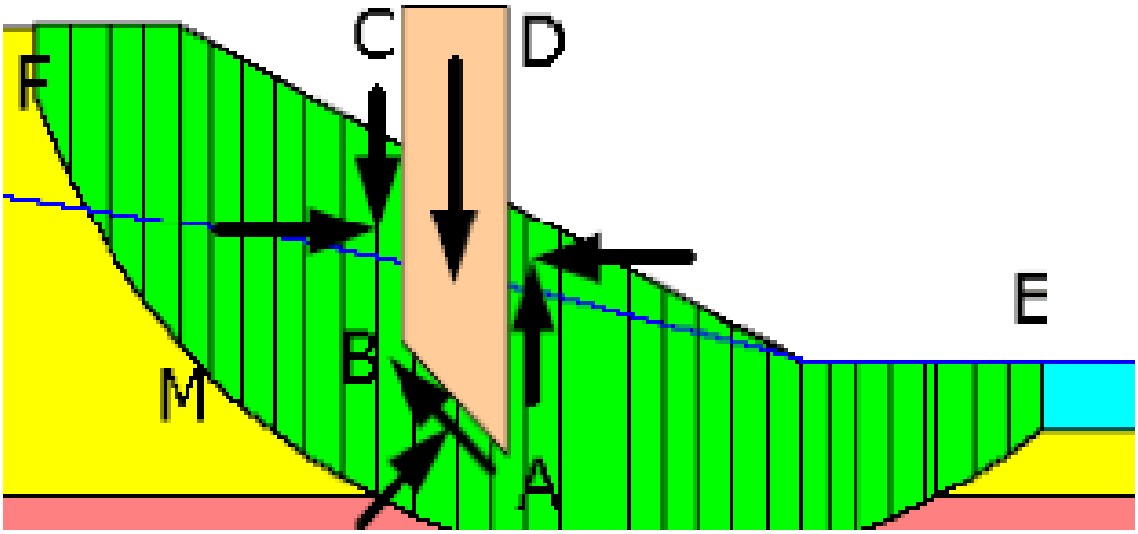


Figure II.2: **Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de Fellenius**

II .5.4. Méthode simplifier de bishop

Développée par Bishop 1955, cette méthode consiste une amélioration théorique de la méthode de Fellenius. C'est la méthode la plus employée pour l'analyse de stabilité.

Hypothèses :

-la méthode suppose une surface de glissement circulaire.

-elle néglige les forces verticales entre les tranches.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre verticale pour chaque tranche, mais elle entre les tranches (XR − XL = 0),nous aurons, on peut monter que cette expression de F est équivalente à :

F= moment des forces résistantes/moment des forces motrice [4].

II .5.5. Méthode de janbu(1965)

Méthode des tranches permettant de traité une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces **[13].**

II .5.6. Méthode de Morgrenstern et prise(1965)

Aussi satisfaire à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter tranches **[13].**

II .5.7. Méthode Suédoise

Hypothèses :

- Cette méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;

- Elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne du versant.

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments. Cependant, elle est moins précise qu'une solution avec l'équilibre. Complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches **[12].**

II .6. Les méthodes numériques d'analyse de la rupture

Tout problème mécanique peut être décrit par un modèle physique qui se traduit souvent par une équation différentielle, une équation intégrale ou une équation aux dérivées partielles. Ces équations relient entre elles les grandeurs
Intervenant dans le problème étudié.

La résolution analytique du système se traduit par l'obtention des valeurs des inconnues du problème (déplacements, vitesses, efforts,…) en fonction d'une ou plusieurs variables pouvant prendre une infinité de valeurs possibles

II .6.1. Méthodes des éléments finis

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs compliqués à cause du nombre des variables Calculées.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble D'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite De modèles, chacun plus ou moins approché :

a) Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).

b) Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, Etc.).

c)Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).

d) Modèles de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.) ;

e) Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des Charges).

f) Modèles de structures (poutres, coques, plaques,…etc.) .

g) Modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.)

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que.

Dans les calculs courants. Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc. On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères Essentiels **[2].**

II .7. Conclusion

Ce chapitre est consacré aux méthodes de calcul de la stabilité (méthode de bishop, méthodes des tranches, méthode de Fellenius, méthode des éléments finis, tec.) Sont très importantes pour estimer le risque de glissement de talus est que la méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de bishop est donc la méthode de bishop Simplifiée est couramment utilisé.

CHAPITRE III :

METHODE DE RONFORCEMENT

III.1. Introduction

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain non stable (instable), les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause variées sont nombreux et diversifié géométriques, hydrauliques.

Plusieurs techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus, le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par mus en gabions ou en béton

Le développement de certaines techniques de soutènement, qui a permis l'éclosion de nombreux procédés nouveaux, el l'évolution qu'ont connue les techniques existantes.

Les différentes techniques de renforcements des talus au glissement pour assurer la stabilité en générale et renforcement par les pieux en particulières sont détaillées dans ce chapitre

III.2. Techniques et moyens de confortement

III.2.1. Généralités

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent a stabilisés la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus.

Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins couteux et plus disponible dans le marché.

Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité) : la méthode de renforcement doit être simple et doit nécessiter un minimum d'effort ainsi sa réalisation sera facile.**[15].**

III.2.2. Systèmes de parades

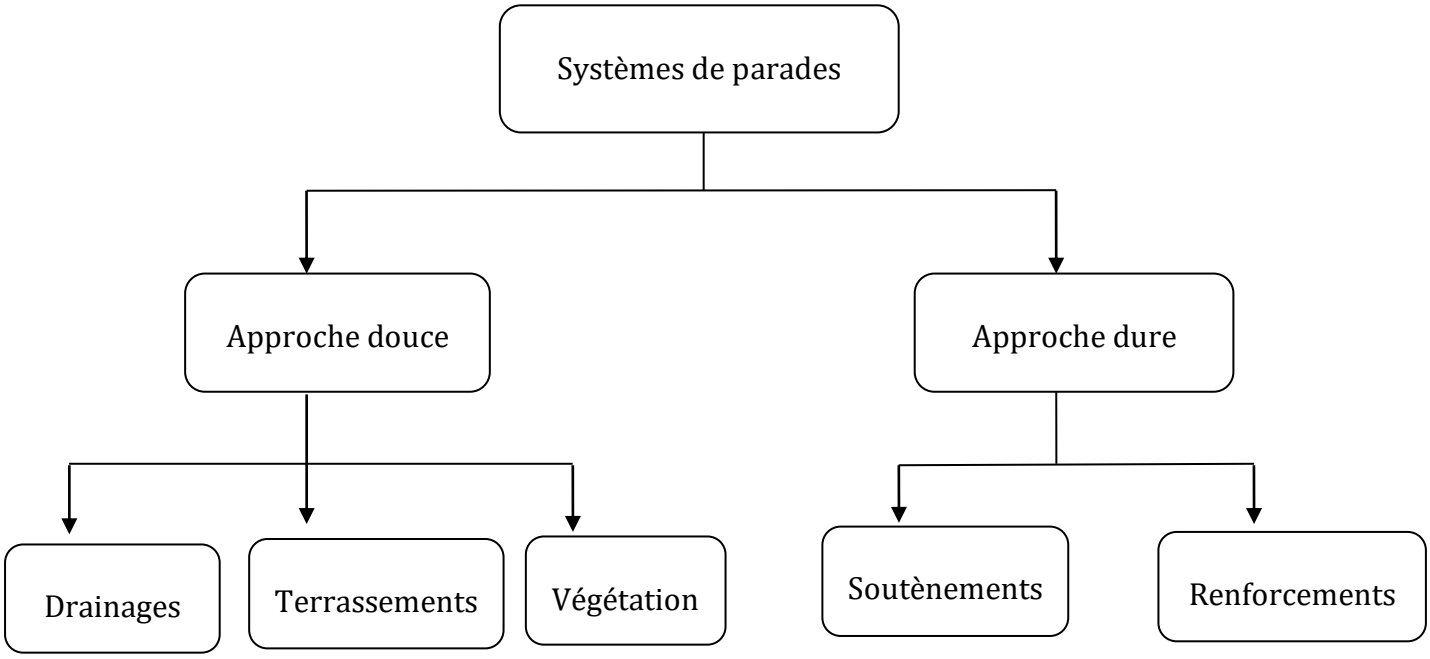


Figure III.1 : organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade

III.2.3. Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthode naturelle, esthétique, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

III.2.3.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste un moyen d'action 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) et les substitutions partielles ou totales de la masse instable. **[12].**

III.2.3.1.1. Le chargement en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. **[7].**



Figure III.2 : chargement au pied d'un talus

III.2.3.1.2. Allégement en tête

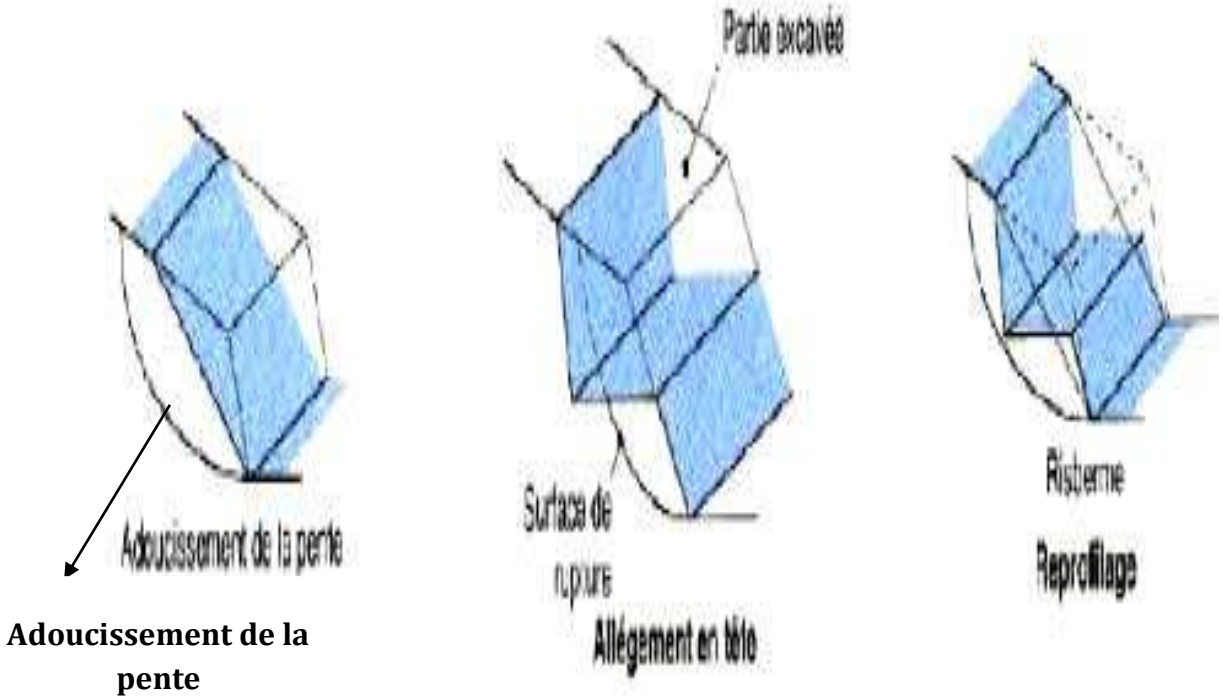
L'allégement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, tel qu'il apparait sur la figure (3.3), peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou à long terme. **[9].**

III.2.3.1.3. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux Glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. **[7].**

III.2.3.1.3. Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. **[7].**



Adoucissement de la pente

Figure III.3: Les différents procédés de modification géométrique

III.2.3.2. Drainage

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.

On distinguer :

Le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau…) qui a pour recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux

Le drainage profond qui a pour but de rabattage la nappe, donc de l'éloigner de la surface du talus et orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable.

Les différents systèmes de drainage des versants glissants sont : **[4]**

III.2.3.2.1. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe. Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant. **[2].**

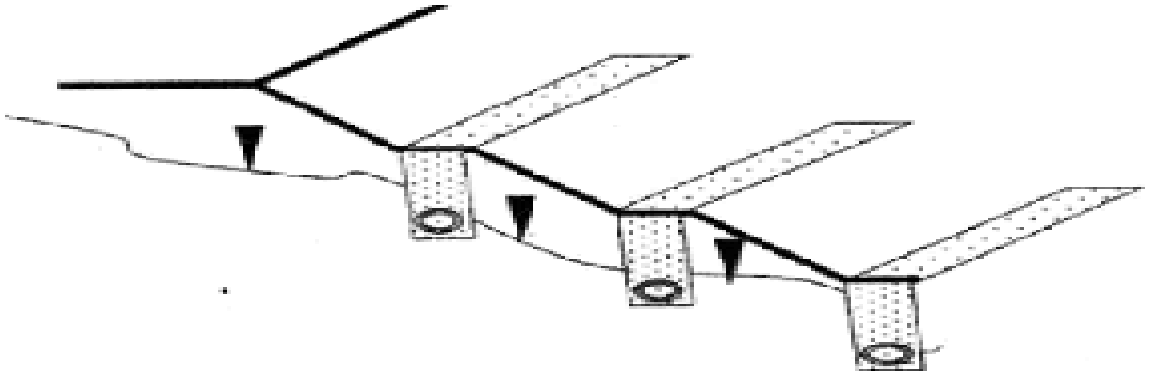


Figure III.4 : Les tranchées drainantes

III.2.3.2.2. Les éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers. **[2].**

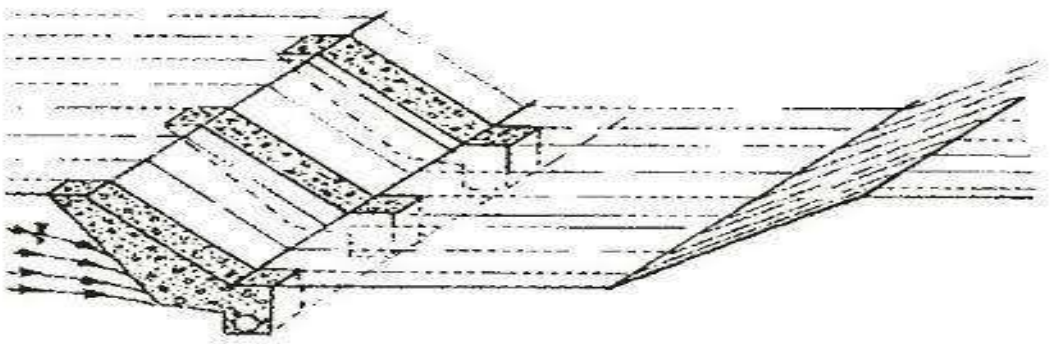


Figure III.5 : les éperons drainants

III.2.3.2.3. Les drains subhorizontaux

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente

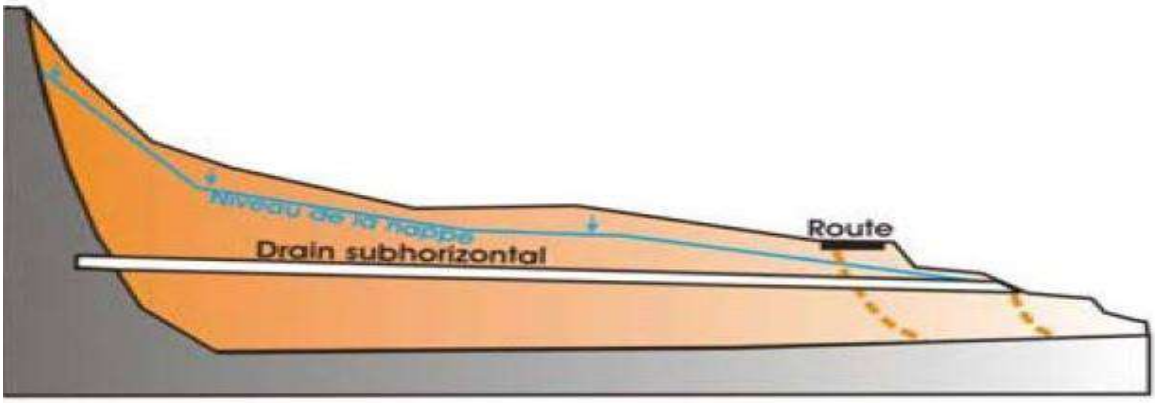


Figure III.6 : Les drains subhorizontaux

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure 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 perméable (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, rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. **[15].**

III.2.3.2.4. Les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface.

La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré chargement. **[13].**

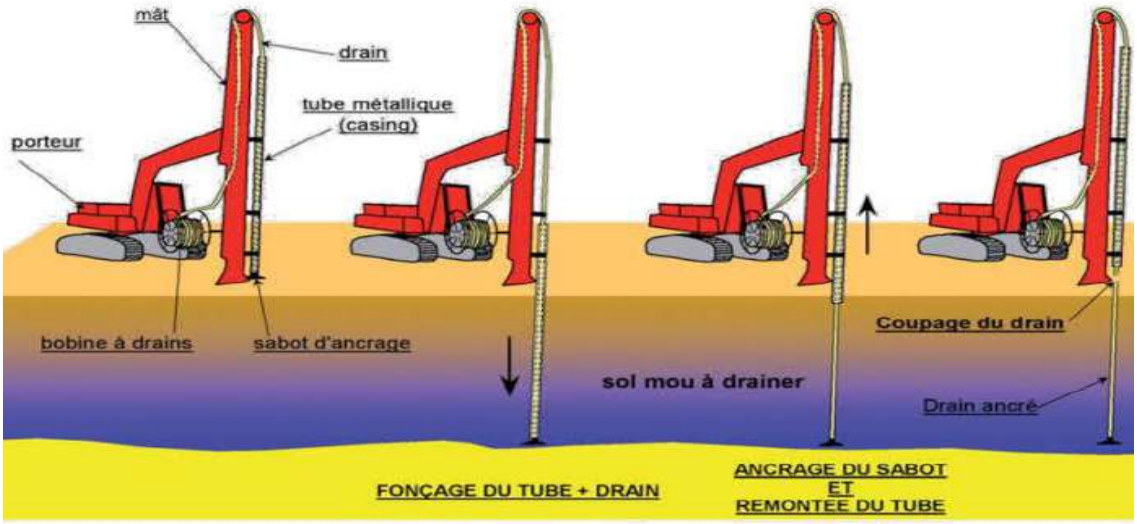


Figure III.7 : Etape de réalisation de drains verticaux

III.2.3.3. La végétation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. L'utilisation de la végétation arboricole et herbacée a de tout temps donné des résultats positifs dans la prévention de l'érosion et le renforcement de la stabilité des pentes. **[4].**



Figure III.8 : l'implantation des plantes dans un talus

III.2.4. Approche dure

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. **[4].**

Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

III.2.4.1. Soutènement

III.2.4.1.1. Les ouvrages rigides

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement
Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression). **[7].**

III.2.4.1.1.2Les ouvrages souples

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.
Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.
Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. **[7].**

III.2.4.2. Les renforcements

Le renforcement est un domaine récent et particulier. Il recouvre toute technique permettant d'améliorer le comportement géotechnique d'un massif de sol. En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales :

- Soit pour limiter ses déformations à chargement fixé.

- Soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées.

III.2.4.2.1. Le renforcement par géogrilles

Les géogrilles sont classées parmi les produits géo synthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses.**[4]**.



Figure III.9 : Renforcement par géogrilles

III.2.4.2.2. Le renforcement par géotextile

Matière textile, plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les polymères les plus couramment utilisés sont le polypropylène, le polyéthylène et le polyester. **[1].**



Figure III.10: Renforcement par géotextiles

III.2.4.2.3. Renforcement par Colonnes ballastées

La technique de renforcement par colonnes ballastées vise à améliorer les caractéristiques mécaniques des sols mous dans le but d'augmenter la capacité portante et réduire les tassements différentiels et absolus du sol renforcé sous différents types de chargements, Les premières utilisations de la technique de renforcement par colonnes relèvent au début du 18e siècle**[17]**.

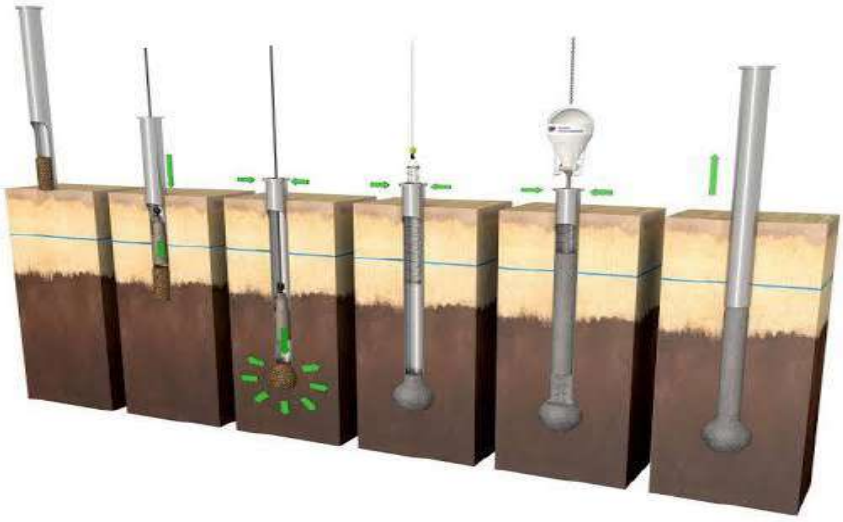


Figure III.11 : Schéma explicatif le renforcement par colonnes ballastées

III.2.4.2.4. Renforcement par pneu sol

Le Pneu sol est forme de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associes linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers. **[9].**



Figure III.12 : renforcement par les pneus

III.2.4.2.5. Les clouages

Désignée aussi par le terme cloutage. les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain.il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé. **[15].**



Figure III.13 : Un versant stabilité par clouage

III.2.4.2.6. Tirants d'ancrage

Le principe consiste à accroitre les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situe en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture d'une valeur ΔF/F0 minimale de 20%. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Par contre l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est beaucoup moins fréquente car, comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension. **[9].**

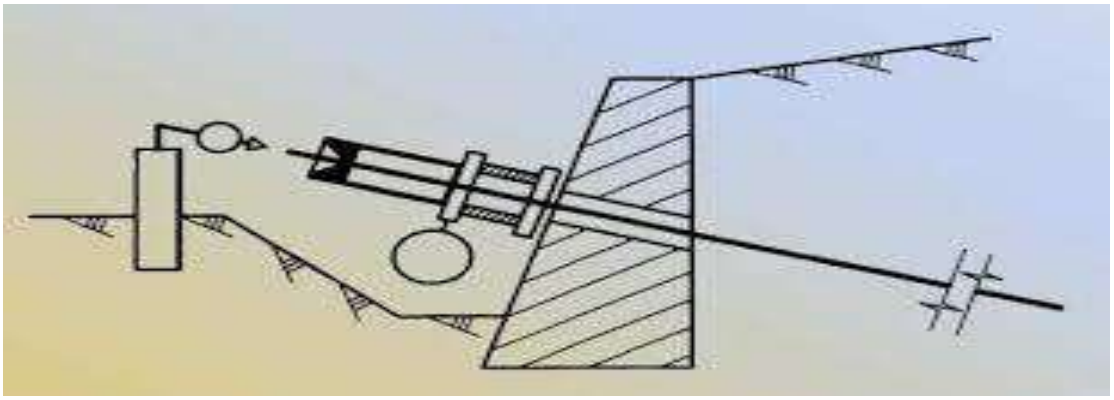


Figure III.14: Tirant d'ancrage

III.2.4.2.7.Renforcement par fondation profonde

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- Résistance en pointe.
- Frottement latéral.
- Résistance de pointe et frottement latérale. **[15].**

a) Les trois parties principales d'un pieu sont

- La tête.

- La pointe.
- Le fut compris entre la tête et la pointe.

b) Principe de fonctionnement

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte.

L'effort de pointe.

L'effort de frottement latéral. **[15].**

c) Classification des pieux

En peut classer les pieux en catégories :

- **Les pieux mis en place refoulement du sol**

Ils concernent les pieux battus et les pieux foncés :
Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour le premier il s'agit de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sous forme de tube ou en forme de H. les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. **[15].**

- **Les pieux battus moules**

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction. Le mise en place se fait par verbiagé battage ou vibro-fonçage.ils repoussent le sol et le compriment ce qui génère un bon frottement latéral. **[15].**

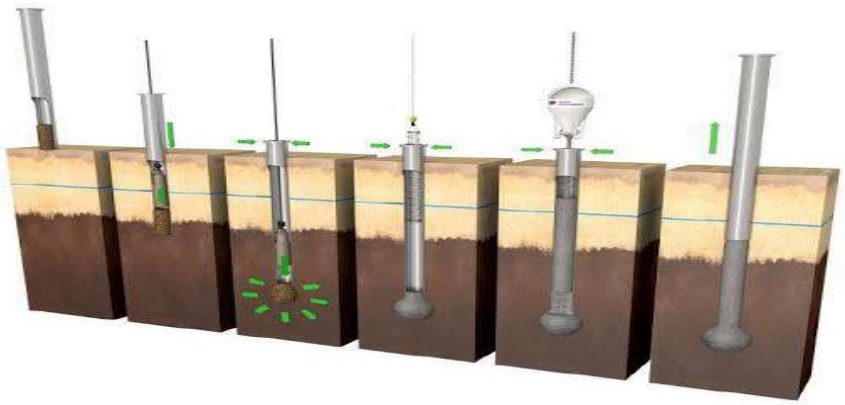


Figure III.14 : les étapes de réalisation des pieux moulés

- **Les pieux mis en place sans refoulement du sol**

Ils concernent les pieux forés leur mise en place se fait par substitution. Ce qui à pour effet de remanier le sol et de le décomprimer, leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. **[15].**



Figure III.15: trou de forage de pieux

On distingue trois types de tarières creuse

-les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage.

-les tarières creuses avec enregistrement de paramètres de forage et de bétonnage.

-et ces mêmes tarières équipées en plus, d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la performation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage.

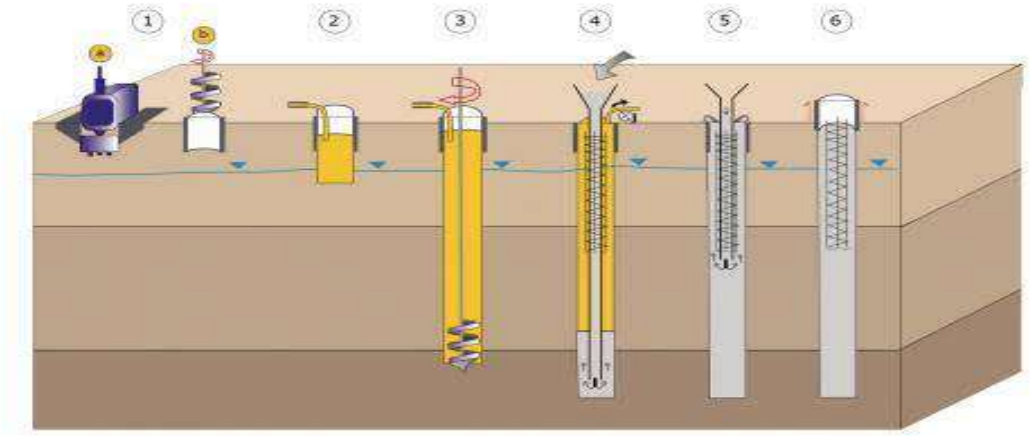


Figure III.16: Schéma d'exécution d'un pieu foré

Les différents types des pieux fores et leur domaine d'emploi :

On distingue habituellement deux grandes familles de procédés qui se caractérisent par l'utilisation ou non d'un tube. **[15].**

- **Pieux fores à l'abri d'un tube de travail récupéré**

Cette famille les pieux exécutés sont de forme cylindrique circulaire. L'utilisation d'un tube de travail récupérable est justifiée la présence :

-de couches de sols peu stables.

-de circulation d'eau souterraine importante.

-de sol mous et fluant.

- de zones karstiques ou gypseuses etc.

Les tubes son soit descendus au fur et à mesure de la progression de l'outil, ou légèrement à la cote définitive de la base du pieu. **[15].**

- **Pieux tarière creuse**

Les pieuses tarières creuse sont des fondations profondes coulées en place.

Il s'agit d'une technique désormais très développée et éprouvée dans le secteur

Des fondations. Les pieux sont forés et bétonnés en une seule opération continue, ce qui permit une réalisation beaucoup plus rapide que pour les autres techniques de pieux. **[11].**

- **Les pieux forcés sans tubage**

Consiste à exécuter les forages à sec ou sous eau claire.il faut bien évidement, que le sol traversé soit très cohérent pour que les parois du forage soient auto-stables, le forage à la boue n'est envisageable que si l'on ne risque pas de pertes brutales de la boue. **[15].**

- **Pieu fore a la boue**

Ce type consiste à l'exécution du forage durant laquelle la paroi de l'excavation est maintenue par une boue bentonitique qui est ensuite chasée naturellement par la remontée par la remontée du béton mis en œuvre au tube plongeur

L'utilisation de ce procédé deux conditions :

-la bonne tenure de la paroi par la boue de forage.

-qu'il n'y ait pas de pertes de boue. **[15].**

- **Micro-pieux**

Les micro- pieux sont des éléments de fondation profonde, forés, de faible diamètre (inférieur à 250 mm). Le forage est équipé d'une armature (tube ou tige) enrobés de mortier de scellement. **[11].**

d) Modes opératoires de réalisation des pieux

- **Pieux fores simples**

-procédé sans nuisance sonore, sans vibration.

-ancrage dans les terrains durs, à grande profondeur

-outils de forage : tarière, Becket, carottier, trépan.

-diamètre minimum 500mm.

1-mise en fiche, réglage perforage.

2-mise en place de la virole. **[15].**

3-forage à la tarière.

4-ancrage à la place.

5-mise en place d'armatures partielles ou totales bétonnage à la colonne.

6-contrôle de l'arase béton. **[15].**

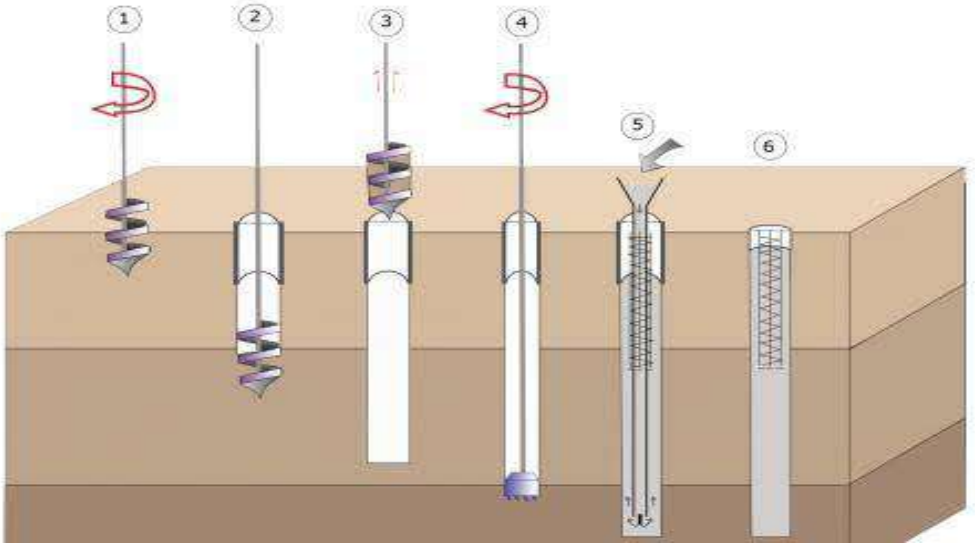


Figure : III.17 étapes de réalisation d'un pieu forés simple



Figure III.18 : Tube plongeur de coulage du béton



Figure III.19 : exemple de tarières pleines

- **Pieux fores tubes vibro-fonces**

Exécutés dans les terrains durs et à grande profondeur.

1-mise en fiche, réglage, perforage.

2-vibro-fonçage du tubage de travail.

3-forage et extraction des terres.

4-mise en place d'armatures pareilles ou totales.

5-bétonnage au tube plongeur.

6-extraction du tube de travail. **[15].**

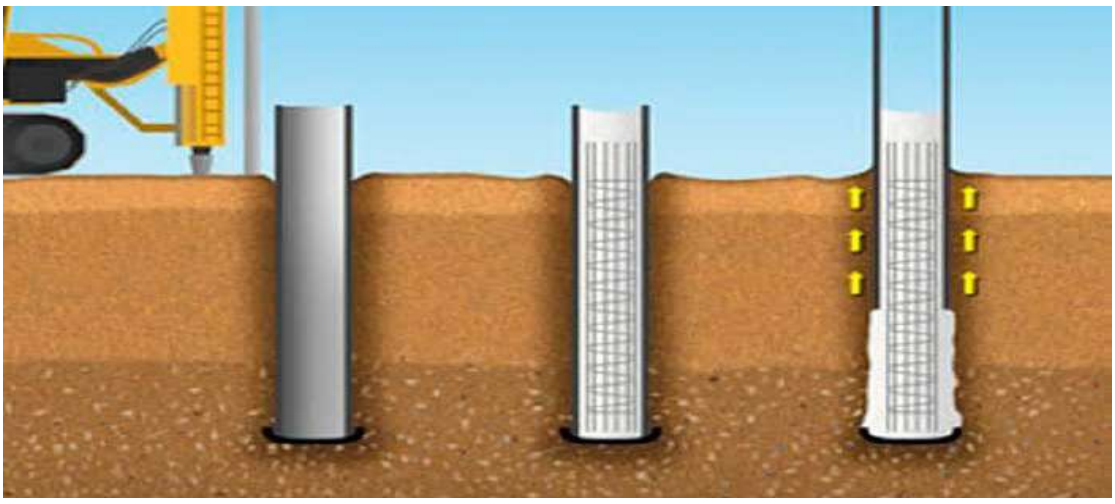


Figure III.20 : étapes de réalisation d'un pieu tubé vibor-foncés



Figure III.21: procédure de vibro-fonçage d'un pieu fores tubés

- **Pieux fores tubes avec tubage louvoyé**

1-mise en fiche, perforage à l'abri du premier élément de tubage.

2-fonçage du tube par la louvoyés.

3-clavetage des éléments de tubage à l'avancement.

4-ancrage.

5-mise en place d'armatures partielles ou totales.

6-extraction des tubages par la louvoyés. **[15].**

- **Pieux fores de petits diamètres**

1-mise en fiche, réglage, perforage.

2-mise en place du premier élément du tubage.

3-extraction des terres à la soupape.

4-tubage à l'avancement par éléments vissés mise en place par havage.

5-mise en place d'armatures partielles ou totales.

6-extraction du tubage par élément **[15]**.

- **Pieux fores à la boue**

1-implantation, perforage, mise en place de la virole.

2-mise en œuvre de la boue bentonitique.

3-forage sous charge de boue.

4-recyclage de la boue.

5-tube plongeur relevé par éléments.

6-extraction de la virole. **[15].**

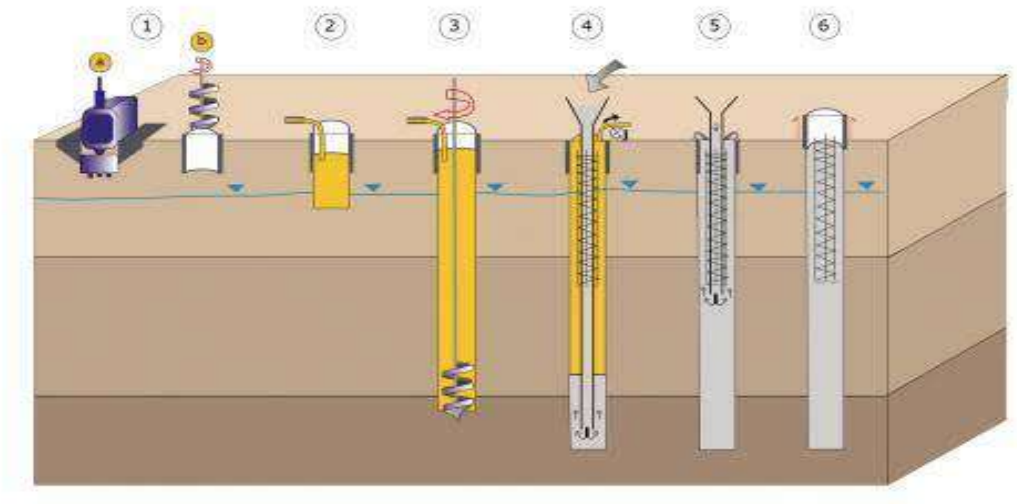


Figure III.22 : Étapes de réalisation d'un pieu foré à la boue

- **Pieux fores à la tarière creuse.**

1-mise en fiche, réglage des guides de forage.

2-forage.

3-ancrage par rotation et avec poussée.

4-injection du béton dans l'axe creux de la tarière.

5-descente du tube plongeur, remontée de la trière en rotation lente

6-mise en place d'armatures. **[15].**

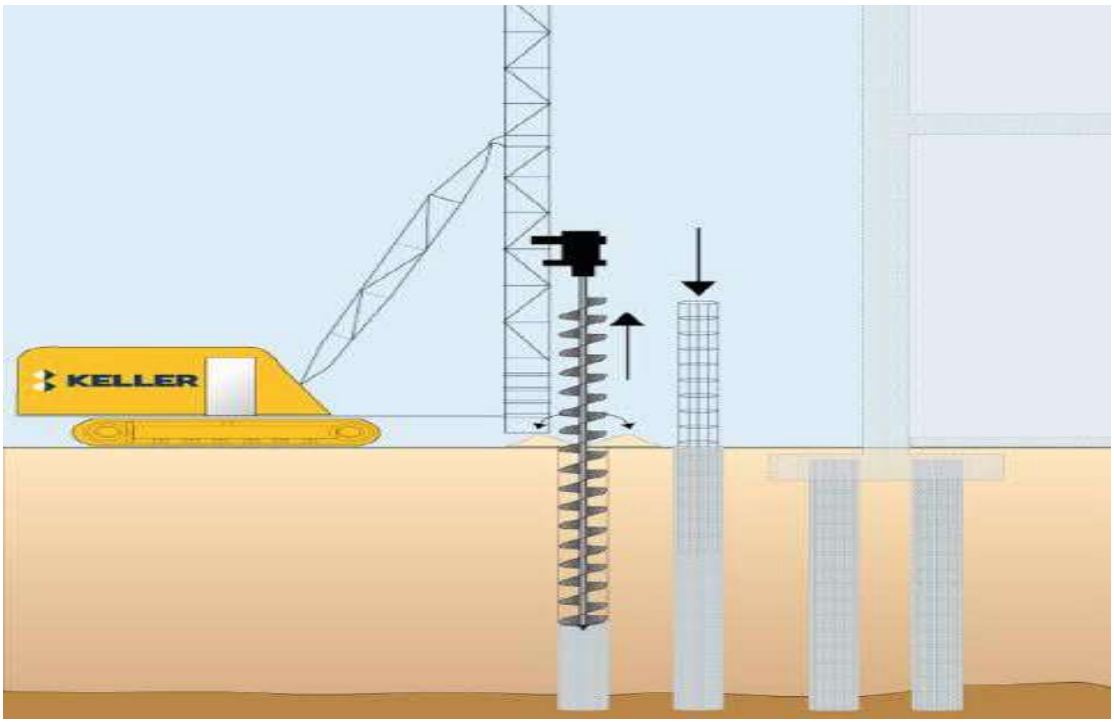


Figure III.23 : pieu forés à la tarière creuse



Figure III.24 : Engin de forage à la tarière creuse

III.3.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons détaillées les principes méthodes de confortement des talus et de stabilisation.

Les ruptures des pentes sont de plus en plus fréquentes, ce problème devient dangereux, on a défini plusieurs types de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés

Actuellement dans le domaine de la géotechnique, la science et la technologie mettent à la disposition de l'ingénieur des moyens de calcul très développés pour l'analyse de la stabilité afin de trouver une solution confortative appropriée et judicieuse.

CHAPITRE : IV

ANALYSE DU SITE

IV. 1. Introduction

Le cas de notre étude consiste à étudier un glissement de terrain est de donner une définition et une approche estimative à la géométrie et cinématique du glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa au PK 3+400, ce tronçon est instable et soumis à des glissements de terrain qui posent un problème de stabilité du talus.

IV. 2. But de projet

Notre projet de fin d'étude repose sur le traitement d'un glissement de terrain au nord de la ville de Médéa au (PK 3+400), proposé par la direction des travaux publics de Médéa.

IV. 3. Situation géographique et morphologie du site

Le site concerné est situé à 4km à l'ouest de la ville de Médéa dans la commune de Draa Essamar, en zone montagneuse, le monastère de tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'outre coté du Djebel Nador.



Figure IV. 1 : situation de site dans la région de Médéa

IV. 4. Relief

Le relief du secteur est peu accidenté, le site trouve à une altitude d'environ 806m. Le point de glissement se trouve sur le côté amont de la chaussée, cependant on ne remarque aucun de glissement visible sur la chaussée et le talus aval.



Figure IV. 2 : le site de glissement

IV. 5. Environnement

Le terrain est situé sur un site ou il n ya pas d'agglomération imposante, entouré de collines forestières. Néanmoins cette route permet de relier les différents villages.



Figure IV. 3 : vue générale de site

IV. 6. Glissement à conforter

Au niveau de ce site, la zone ayant subi le glissement est située entre la RN01 et RN 18.



Figure IV. 4 : Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses

IV. 7. Reconnaissance géologie et géotechnique de site

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de L'atlas et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de région sont celles du trais.

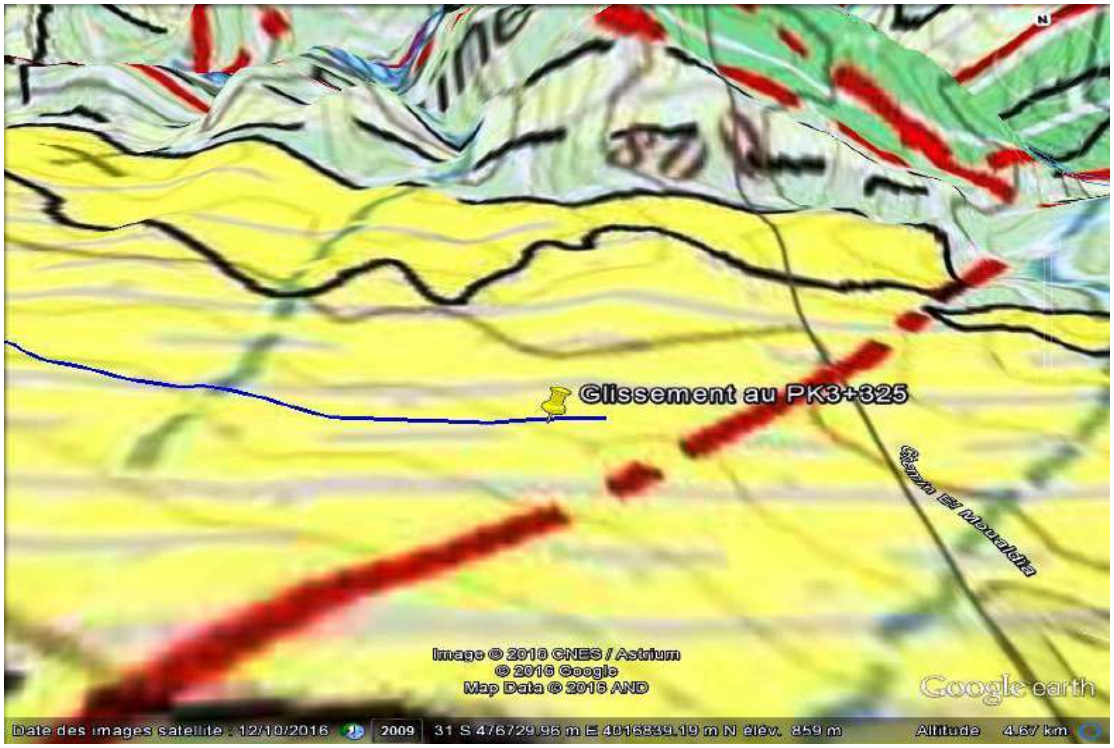


Figure IV. 5 : carte géologique de la région

Selon la classification (***RPA 99 REV.2003***) des zones sismiques de territoire algérien, 05 zones de séismique croissante définies

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Le site étudié se trouve dans la zone **IIa** de : sismicité moyenne selon classification RPA 2003 des zones sismiques du territoire algérien.

IV. 8. Description de glissement

Ce glissement se traduit par un mouvement de terrain en amont du tracé, il est consisté comme un glissement de pied affectant les argiles décomprimées, formant ce talus de déblai

Le profil en travers réalisé est en déblai, la chaussée est réalisée sur une bonne assiste constituée de marnes dures.



Figure IV. 6 : Vue générale du glissement

IV. 9. Lithologie des formations

Le sondage et l'excavation parait que la structure du sol autour du sondage simple. A partir de la surface les successions sont présentées suit :

IV. 9.1. Sondage 01 : foré jusqu'à 10mètre de profondeur

De 0 à 06m : marné très plastique, peu compacte grisâtre.

De 6 à 10m : marne friable grise.

IV. 9.2. Sondage 02 : foré jusqu'à 30mère de profondeur.

De 0 à 08m : argile marneuse lâche, très plastique de couleur brunâtre.

De 08 à 23m : marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre

De 23 à 30m : marne dure compacte, peu plastique grisâtre.

IV. 10. Programme d'investigation géotechnique

IV. 10.1. Introduction

Un programme d'investigation géotechnique est établai après une analyse minutieuse des données récoltées sur le terrain, et après expertise menée sur site ; ce programme à été établai afin déterminer les caractéristiques physique et mécaniques des différentes couches de sol existant et déterminer tous les ingrédients causants le glissement et visant a avoir le maximum de détail pour proposer une solution faible et assure un bon confortement de la zone d'étude

IV. 10.2. Essais in situ

Les essais in-situ ainsi réalisés sont mentionnés comme suite :

- ✓ Dix (10) essais de pénétromètre dynamique lord noté PDL poussés aux différentes profondeurs selon nature du terrain et répartis sur la zone de glissement.

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 1	0 – 4 4 – 7.4	20 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 2	0 – 1.5 1.5 – 3 3 – 12.2	20 à 60 60 a 100 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 3	0 – 1.5 1.5 – 4 >4	20 à 40 60 a 80 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 4	0 – 4.5 >4.5	20 a 40 >200	Argile décomprimée Marne compacte
PD 5	0 – 1.4 >1.5	20 à 80 >120	Argile décomprimée Marne compacte
PD 6	0.0 – 3 3 – 4 >4	20 à 60 60 a100 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte

PD 7	0 – 1.5 1.5 – 3 >3	20 a 60 60 a 100 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 8	0 – 1.5 >1.5	20 a100 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 9	0 – 0.8 >0.8	20 a 100 >120	Argile décomprimée Marne compacte
PD 10	0 – 1.5 1.5 – 3 >3	20 à 80 80 a 120 >120	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte

Tableau IV.1 : Essais de pénétromètre dynamique

- ✓ Deux (2) sondage carottés notés SC, le premier de 10 mètres de profondeur et le deuxième de 30 mètres de profondeur, au droit de glissement et sur un linéaire de 225 mètres d'environ ils doivent permettre la connaissance de lithologie du terrain et de prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés de carottes pour les essais ou laboratoire
- ✓ Essai pressiométrique noté SP

IV. 10.3. Essais de laboratoire

Sur les échantillons intacts et remanias récupérés des différents sondages carottés, des essais en laboratoires seront réalisés, ces essais sont les suivants :

- **Essais physique**
  - ✓ Mesure des teneurs en eaux naturelles et de saturation
  - ✓ Mesures du degré de saturation
  - ✓ Analyses granulométriques
  - ✓ Limites d'atterberg
- **Essais mécaniques**

- ✓ Essais de compressibilité à l'odomètre.
- ✓ Essais de cisaillement à la boite de casagrande de type de drainé UU et CD
- ✓ Essais de cisaillement au triaxial UU

IV. 11. Résultats des essais

IV. 11.1. Essais de laboratoire

IV. 11.1.1. Essais physiques

- ✓ Humidité

Couche	SC N°	Profondeur (m)	W (%)	γd (t/m3	γh (t/m3)	Sr (%)	Interprétation
Marne dur	SC 1	2-2.5	25.24	1.57	1.69	94	Sol détrempé, moyenne
		5.4-5.8	21.61	1.67	2.03	94	Sol détrempé, moyenne
		6-6.5	24.59	1.64	2.04	100	Sol saturé, moyenne
		9.2-9.8	22.61	1.63	1.98	93	Sol détrempé, moyenne
Argile marneuse	SC **2**	2.3-2.7	21.74	1.65	2	92	Sol détrempé, moyenne
		6.4-6.8	18.64	1.75	2.06	91	Sol détrempé, moyenne
Marne dur		8.5-9	19.1	1.73	2.05	92	Sol détrempé, moyenne
		11.4-11.9	25.96	1.54	1.92	93	Sol détrempé, moyenne
		14.4-14.8	17.96	1.79	2.11	95	Sol détrempé, moyenne
		18-18.4	18.56	1.75	2.06	93	Sol détrempé, moyenne
		29.1-29.6	21.05	1.69	2.04	95	Sol détrempé, moyenne

Tableau IV. 2: représenté essais humidité

✓ Limites d'Atterberg

Couche	SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
Marne dur	SC 1	2-2.5	66	30.36	35.6	Sol argileux, très plastique, dure
		5.4-5.8	67.6	30.75	36.85	Sol argileux, très plastique, dure
		6-6.5	64.4	29.81	34.63	Sol argileux, très plastique, dure
		9.2-9.8	69.1	31.3	-	Sol argileux, très plastique, dure
Argile marneuse	SC 2	2.3-2.7	54.2	26.79	27.41	Sol argileux, très plastique, dure
		6.4-6.8	63.6	29.67	33.93	Sol argileux très plastique, dure
Marne Dur		11.4-11.9	55.33	27.17	28.16	Sol argileux, très plastique, dure
		14.4-14.8	60.6	28.73	31.87	Sol argileux, très plastique, dure
		29.1-29.6	59.3	28.25	31.04	Sol argileux, très plastique, dur

Tableau IV. 3 : résultats de limites d'atterberg

✓ Granulométrique

✓ Granulométrique

Couche	SC N°	Profondeur (m)	%< 2 mm	%< 80 µ	Classification selon L.C.P.C
Marne Dur	SC 1	2-2.5	70	100	Sol fin
		5.4-5.8	68	100	Sol fin
		6-6.5	68	88	Sol fin
		9.2-9.8	68	94	Sol fin
Argile Marneuse	SC 2	2.3-2.7	90	85	Sol fin
		6.4-6.8	76	100	Sol fin
Marne dur		11.4-11.9	90	68	Sol fin
		14.4-14.9	75	97	Sol fin
		29.1-29.2	70	95	Sol fin

Tableau IV. 4: essais granulométrie

IV. 11.1.2. Essais mécanique

✓ **Essais de compressibilité à l'œdomètre**

Couche	SC N°	Profondeur (m)	Pres. Reconsolidation**σc** (bar)	Coefficient Compressibilité Cc	Indice de Gonflement Cg
Marne dur	SC 1	2-2.5	2.78	0.168	0.045
		6-6.5	2.82	0.194	0.079
Argile marneuse	SC 2	2.3-2.7	2.78	0.168	0.045
		6.4-6.8	4.09	0.151	0.082
Marne dur		14.4-14.8	4.87	0.145	0.046

Tableau IV. 5: essais de compressibilité

✓ **Essai à la boite de casagrande**

Des essais de cisaillement à la boite de casagrande réaliser rapidement et donner les paramètres de résistance suivants :

Des essais de type drainé ont été réalisé **CD**

Couche	SC N°	Profondeur (m)	Cohésion C (bar)	Angle de frottement φ (°)
Marne Dur	SC 1	2-2.5	0.22	25.62
		5.4-5.8	0.05	20.14
		6-6.5	0.13	22.8
		9.2-9.8	0.08	24.14
Argile marneuse	SC 2	2.8-3.2	0.24	26.68
		6.4-6.8	0.1	28.05
Marne Dur		11.4-11.9	0.14	24.61
		11.4-14.9	0.2	25.5
		29.1-29.6	0	20.88

Tableau IV. 6 : essais à la boite de casagrande

Des essais de type drainé ont été réalisé **UU**

Couche	SC N°	Profondeur (m)	Cohésion C (bar)	Angle de frottement φ (°)
Marne Dur	SC 01	2-2.5	0.58	10.65
		9.2-9.8	0.53	3.88
	SC 02	11.4-11.9	0.3	6.48
		29.1-29.6	0.67	4.32

Tableau IV.7 : essais à la boite de casagrande

- ✓ **Essais au triaxial**

Des essais triaxiaux de type **UU** ont été réalisés :

Couche	SC N°	Profondeur (m)	Cohésion (bar)	Angle de frottement φ (°)
Argile marneuse	SC 02	8.5-9	0.26	5.89

Tableau IV. 7: essai de triaxial de type UU

IV. 12. Conclusion

Ce glissement de terrain dans le chemin wilaya de Médéa, se trouve sur le coté amont de la chaussée, plusieurs causes ont contribué au déclanchement de ce glissement, à savoir les différentes déformations du sol.

Des solutions de traitement appropriées seront fournies pour le site d'étude, qui prend en compte les conditions défavorables qui ont été la cause potentielle du glissement de terrain.

CHAPITRE : V

ANALYSE NUMERIQUE DE GLISSEMENT

V.1. Introduction

Au cours de ce chapitre nous étudions le glissement de terrain au niveau de contournement pk3+400 Nord de la ville de Médéa

Actuellement ; ils existent plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, GEOSLOPE, TALREN…) chaque logiciel à ses propre algorithme et méthode de calcul.

Dans notre étude on a choisi le logiciel TALREN 4 (version 2.0.3) à cause de leur facilité d'utilisation ainsi leur fiabilité.

V.2. Présentation de logiciel de calcul (TALREN 4)

TALREN 4 est un logiciel ou plus exactement un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement, il permet l'étude de pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais, les ouvrages en terres les digues, avec prise en compte de différents types de renforcement, tirants précontraintes, clous géotextiles palplanches ou parois moulées.

V.3. Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4

Le mode de fonctionnement et les facultés de ce logiciel sont proposés dans le plan récapitulatif suivant résumant les différentes étapes à suivre

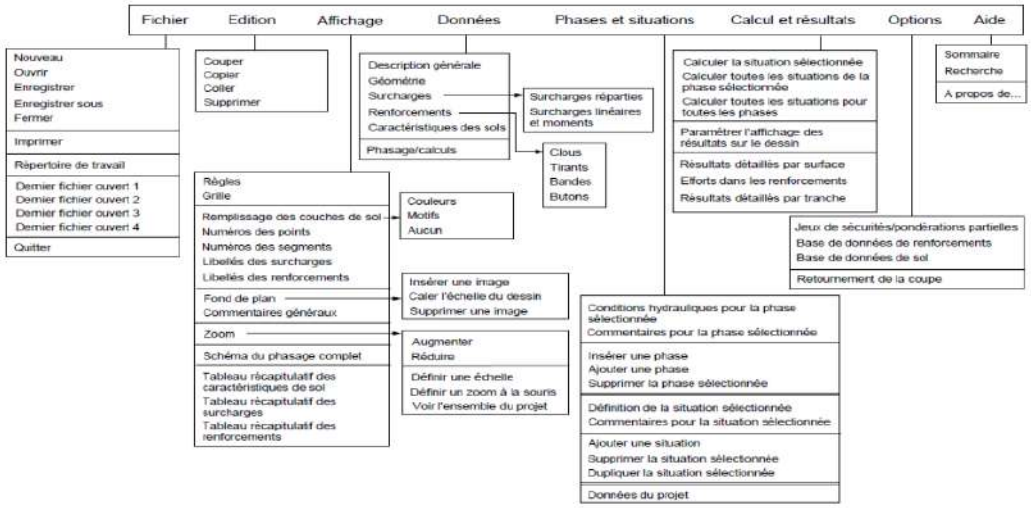


Figure V.1 : Plan de fonctionnement de logiciel TAREN 4

a- Fenêtre de Lancement de logiciel TALREN 4



Figure V.2 : Fenêtre de lancement du logiciel

b- L'interface graphique interactive de TALREN 4

L'interface graphique comporte :

- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles ;
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode phasage/calculs)
- La zone graphique ;
- La barre d'état ;
- Les boites de dialogue

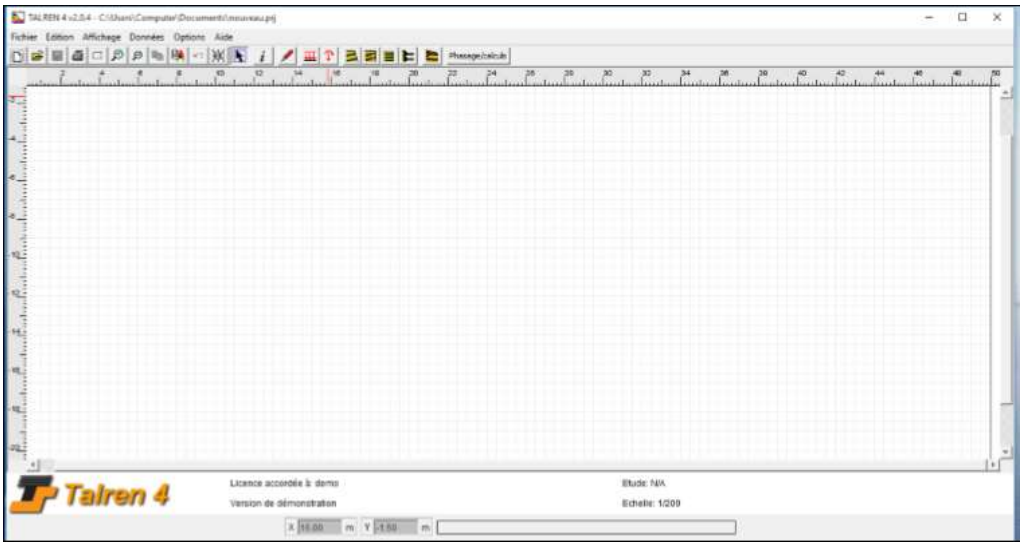


Figure V.3 : interface de TALREN

V.3.Etude de la stabilité

le logiciel utilisé pour l'étude de stabilité des terres en pentes est le TALREN 4.

Le logiciel consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (FS $\leqslant$ 1.5).

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures Circulaire et non-circulaire

V.4. Les principales caractéristiques du modèle

- **Définition des données :**

La coupe choisie pour l'analyse du modèle, est représenté sur Les coordonnées d es points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique
(réalisé par le bureau d'étude). Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (Géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges….etc.)

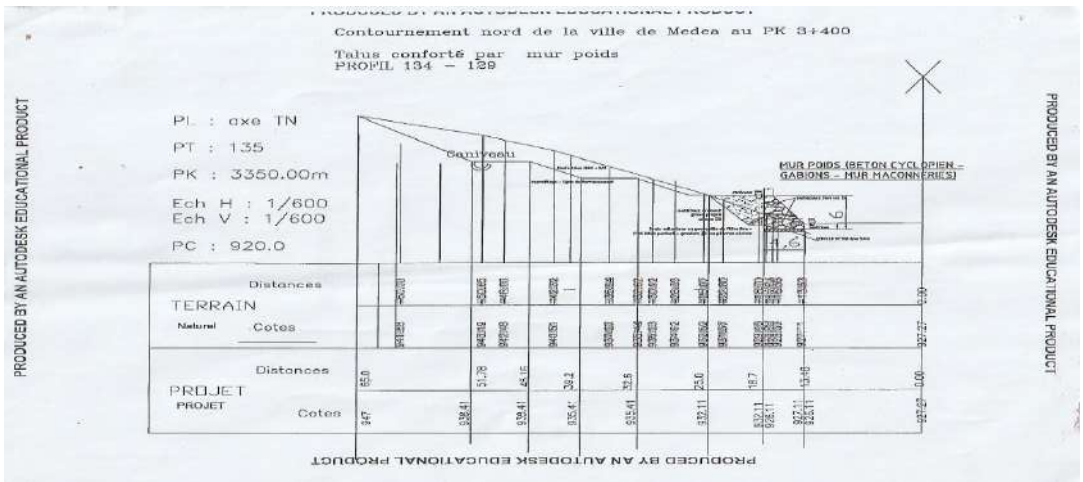


Figure V.4 : relief topographique

- **Géométrie du modèle :**

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY), l'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'avale et l'axe (OY) étant dirigé verticalement ; orienté vers le haut.

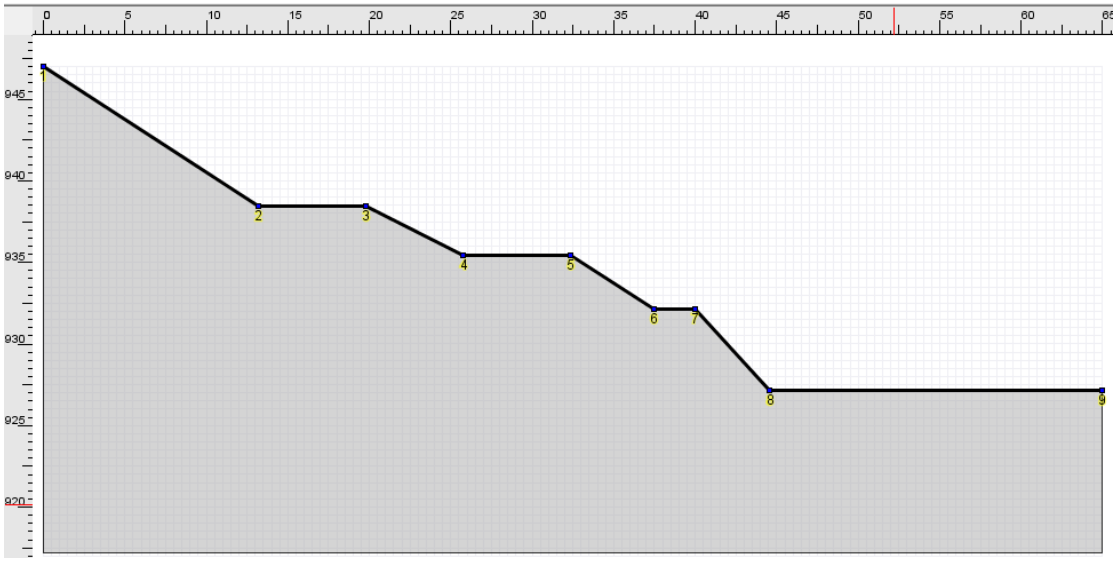


Figure V.5 : la géométrie du modèle

- **Propriétés des couches de sols**

Les données à introduire dans notre étude pour chaque couche sont les résultats des essais géotechniques réalisés. Les données qui nous introduisent sont récapitulées dans le tableau suivant.

Couche de sol	**ɣ(kn/m^3)**	**φ(°)**	**C(kpa)**
Argile marneuse	**19**	**5.89**	**26**
Marne dure	**20**	**4.32**	**67**

Tableau V.1: les données géométrie de terrain

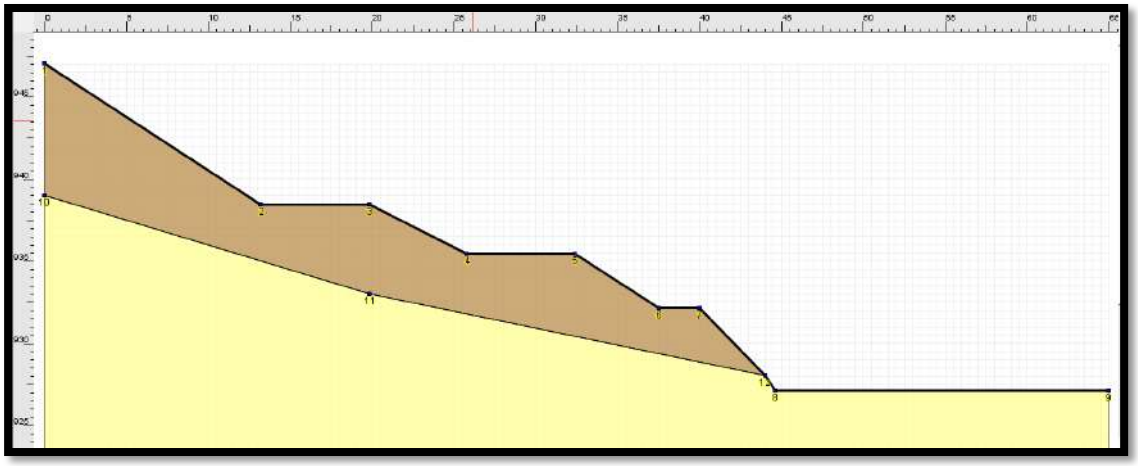


Figure V.6: la géométrie représente les couches du terrain

- **Gestion de phasage et situation**

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel, à partir d'une coupe initiale, qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage (lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases ou situations d'exécution successive (chaque phase ou situation correspondant à une coupe du projet). Où on peut voir des modifications de donnée, tout dépend de notre cas de calcul.

- Modification de certaines caractéristiques de sols ;
- Activation/désactivation d'élément de sols, surcharges, ourenforcements ;
- Modification des conditions hydrauliques

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successivesd'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase.

Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- Une méthode de calcul différente,
- Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- Des conditions sismiques différentes,

- Une définition des surfaces de rupture différente.

Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

- Méthode des tranchés (Méthode Fellenius et Bishop)
- Méthode globale (Méthode Perturbation)
- Méthode de calcul à la rupture

➢ **Prise en compte l'aléa sismique**

La région de Médéa tant située sur une région sujette aux séismes (classée zone IIa par le règlement parasismique algérien version 2003), les calculs seront menés en deux étapes ; Avec la méthode statique (sans sollicitation sismique) Avec la méthode pseudo-statique. (Prise en compte de l'excitation sismique du sol)

Pour le calcul de la stabilité la prise en compte de l'effet sismique sera mise en évidence par la méthode pseudo statique dont les coefficients sismiques à prendre en compte ah te av seront conforme aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003 chapitre 10.3)La zone de glissement est classée II, groupe d'usage La prise en compte de l'effet du séisme se fera à travers la boite de dialogue « définition d'une situation » sur l'anglet « prise en compte du séisme » comme sur la figure ci-dessous ;



Figure V.7: prise en compte de l'effet du séisme

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situe en amont ou en aval du talus

A=0.15 pour une zone de sismicité II groupe d'usage a

ah=0.5A (%g) =0.075

av=±0.3 ah=0.0225

- **Les conditions hydrauliques**

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase),



Figure V.8: définition des conditions hydrauliques

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

- **Définition des situations**

La surface de rupture est considérée circulaire lors du calcul avec la méthode de fellinius et de bishop la recherche des cercles de glissements est en mode automatique

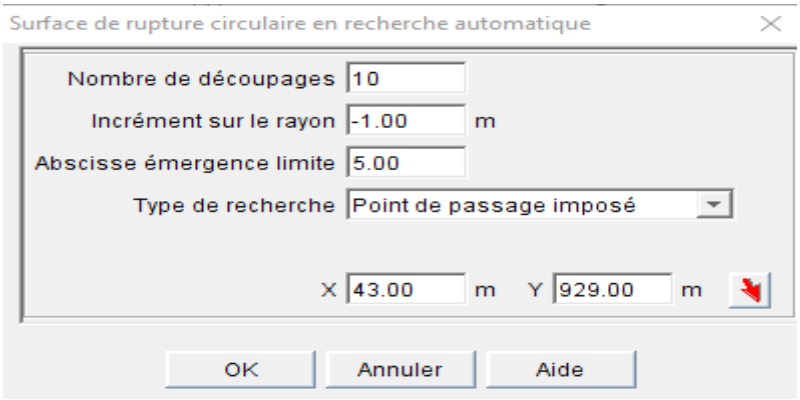


Figure V.9: surface de rupture circulaire

Le nombre de tranche est par défaut dans talren 4 est de 100 et peut être modifie sur la boite de dialogue « définition de la situation »

- **Coefficient de sécurité**

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit prendre F ≥ 1.50 ; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité F ≥ 1.30.

V.5. Procédure de calcul

V.5.1. Présentation des résultats de calcul avant le confortement

V.5.1.1. Norme de calcul utilisée

Un calcul avec méthode Bishop a été effectué qui représente la ligne de rupture et le coefficient de sécurité le plus défavorable FS, le coefficient de sécurité s'exprime : Fbish=moment résistant/moment moteur.

a) Phase 01 : sans séisme

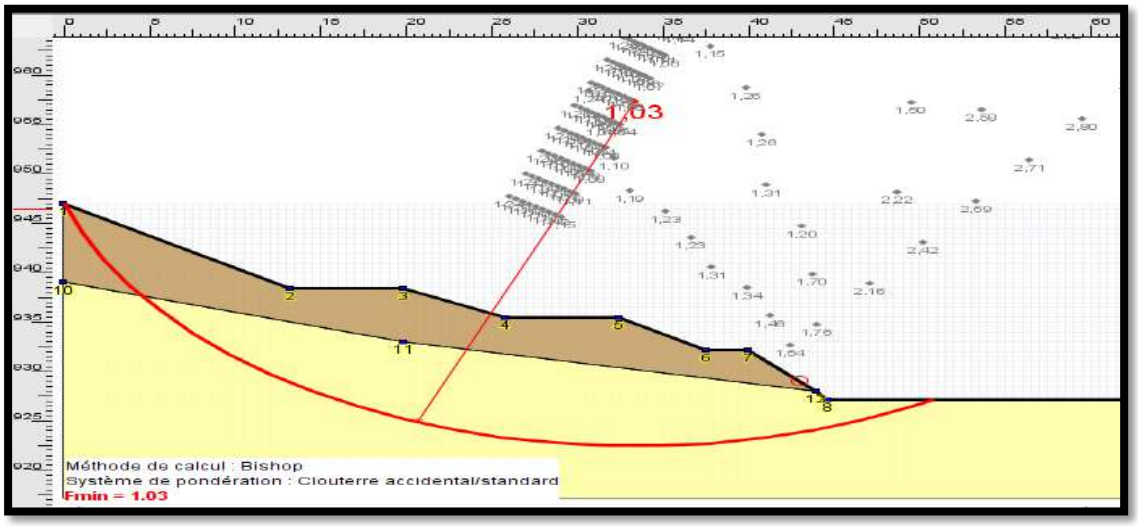


Figure V.10: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme sans Prise en compte de l'eau).

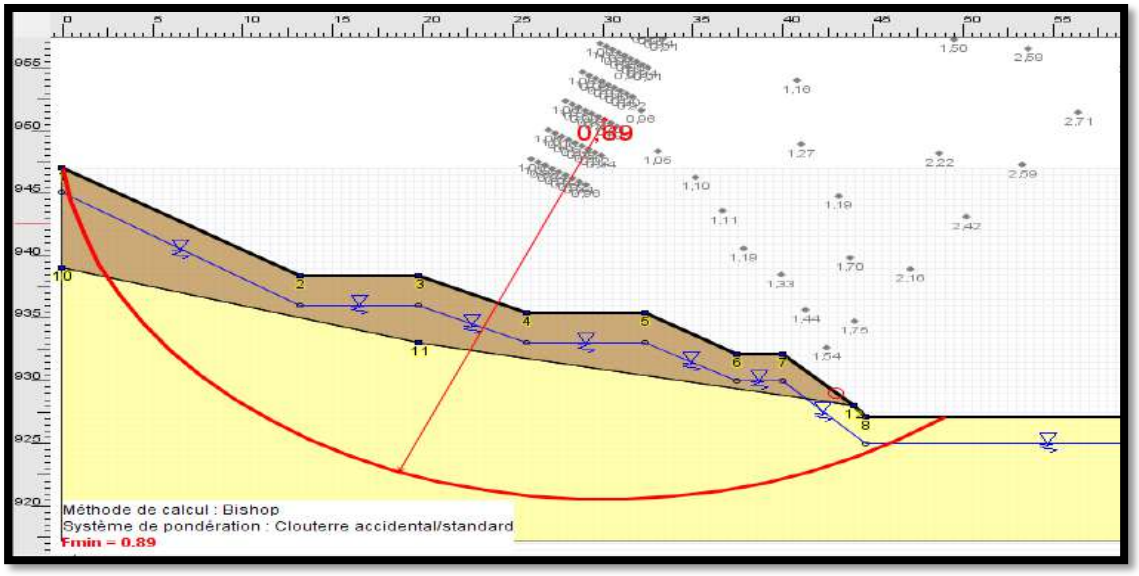


Figure V.11: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme Prise en compte de l'eau).

b) Phase 02 : Avec séisme

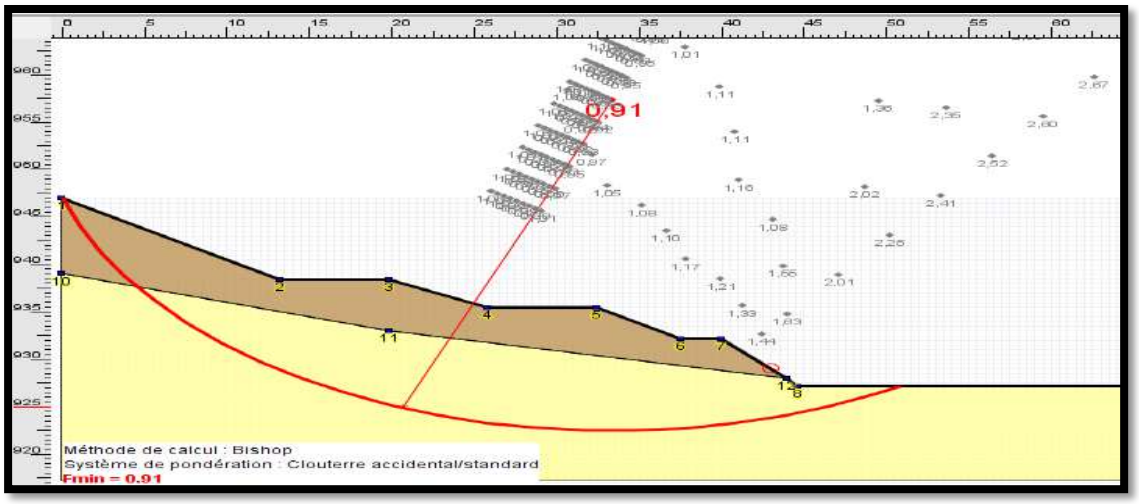


Figure V.12: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme sans Prise en compte de l'eau).

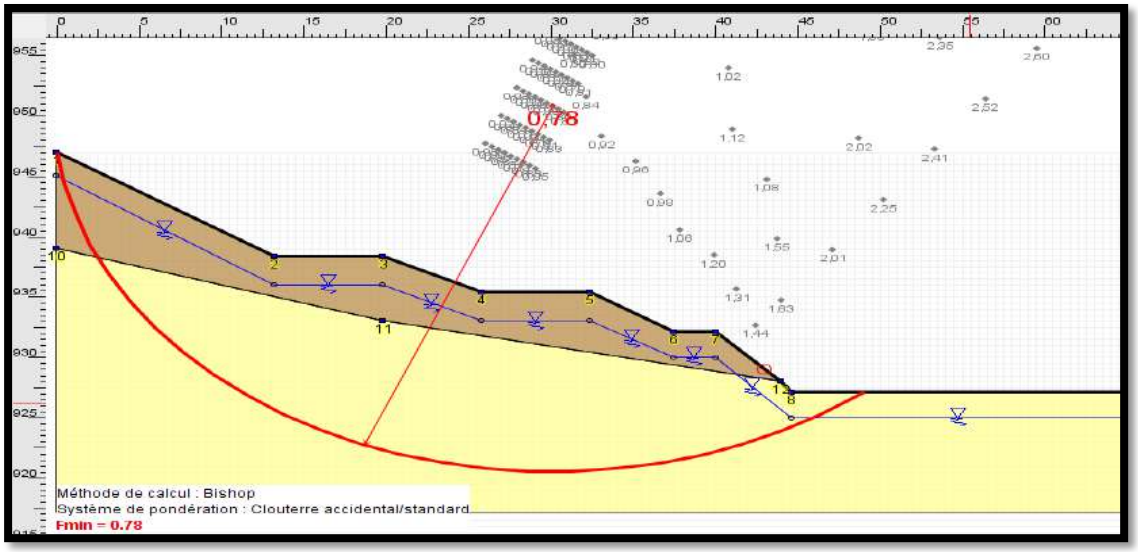


Figure V.13: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme Prise en compte de l'eau).

V.5.1.2. Interprétation des résultats

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement, calculé sans et avec l'effet sismique, le coefficient de sécurité calcule avec bishop est inferieur a 1 ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une Solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

V.5.2. Vérification de la stabilité après le confortement

V.5.2.1. Définition du confortement choisi

Pour remédier à ce problème, il a été étudié un système de renforcement, qui consiste en lamise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de B= 1,6 m ancres dans les marnes dure à L= 18 m de profondeur espacée de d= 2 m, avec une résistance a l'effort tranchant max de TR= 2000kn/ml, cela est une solution de compromis, qui est flexible et drainante, ce qui augmente la stabilité du talus naturel en aval de route.

Sachant que 1 < d/B =1,25 < 3.

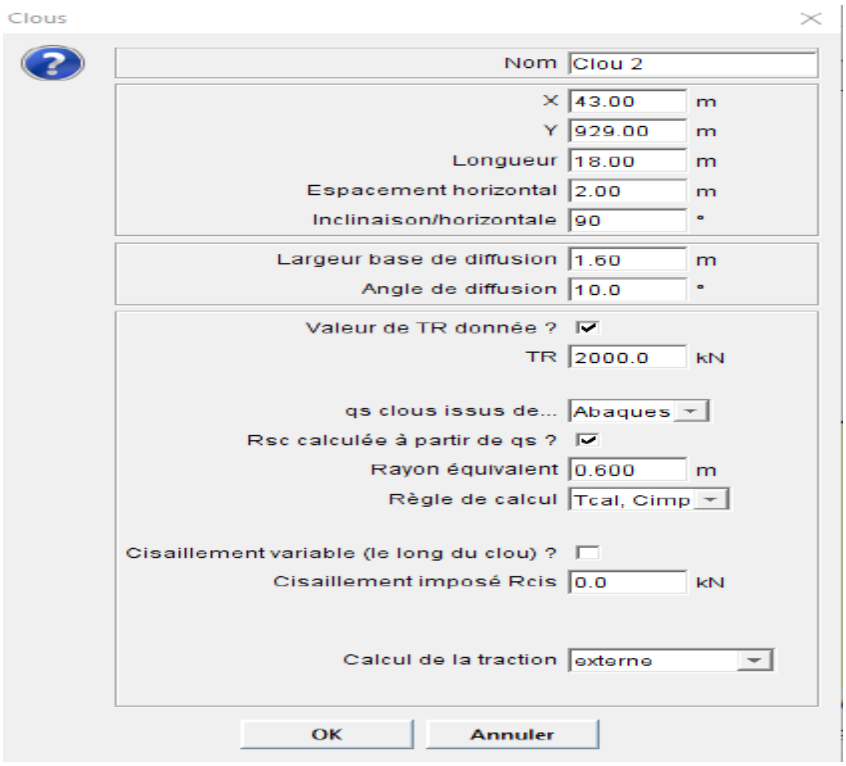


Figure V.14: Paramètres des pieux

a) Méthode bishop

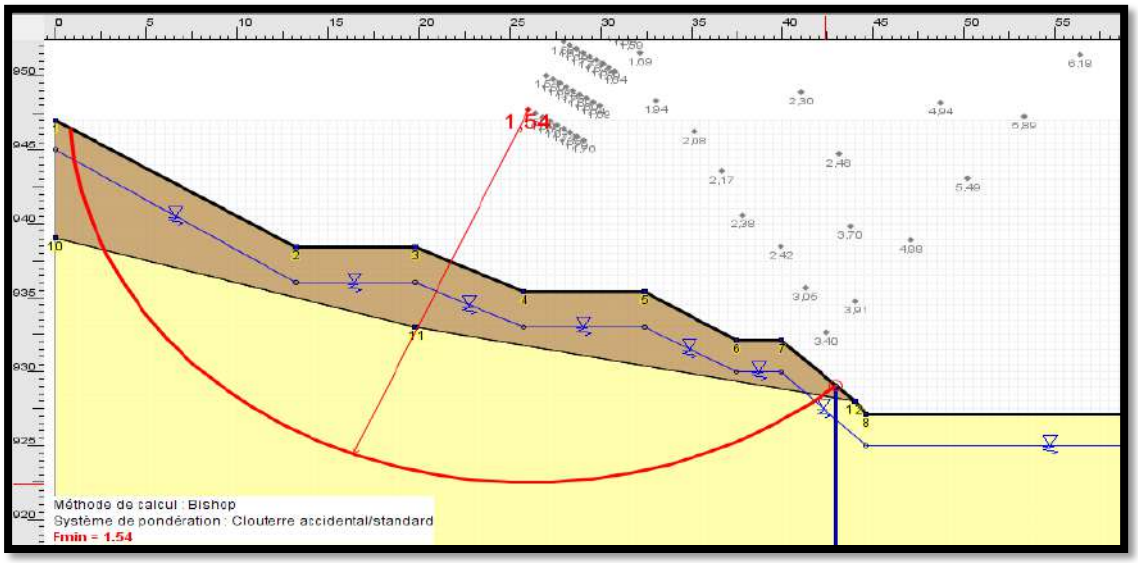


Figure V.15: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme).

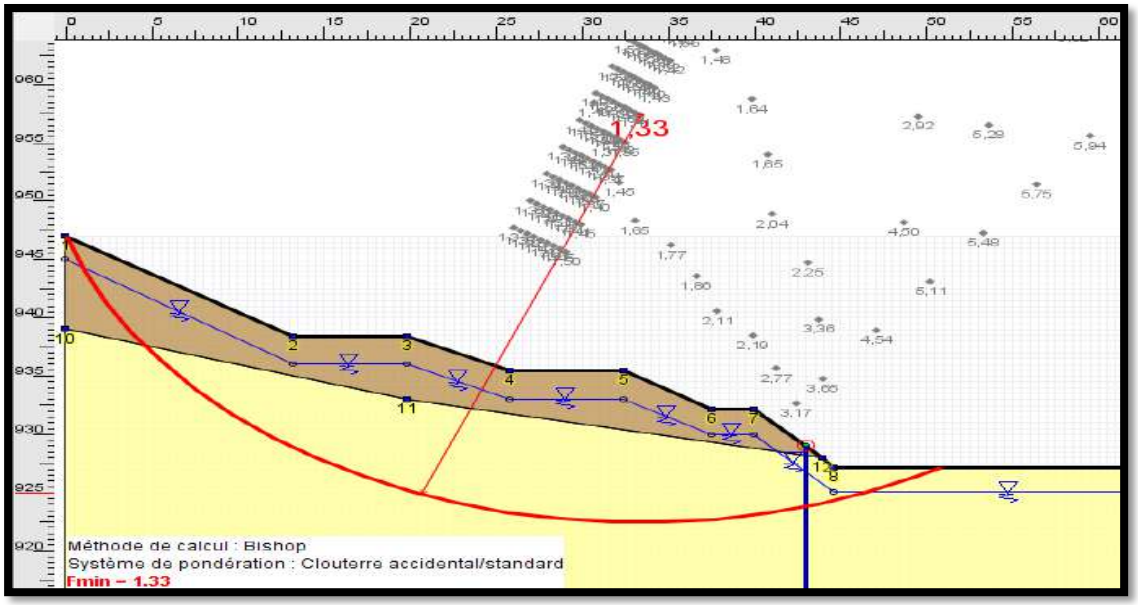


Figure V.16: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (avec séisme).

b) Méthode fellenius

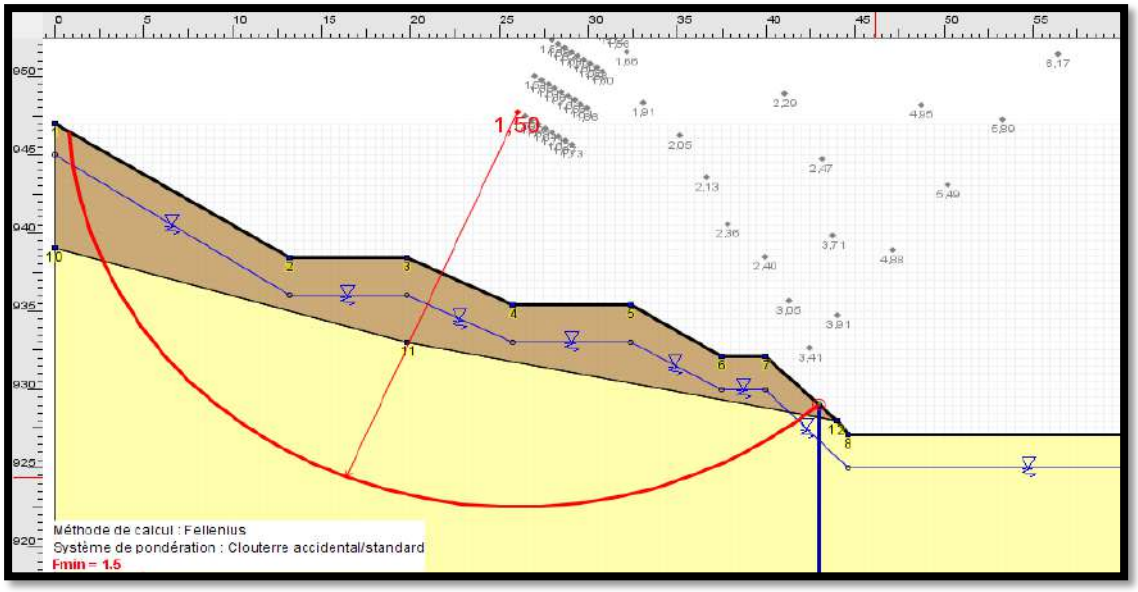


Figure V.17: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius(sans séisme).

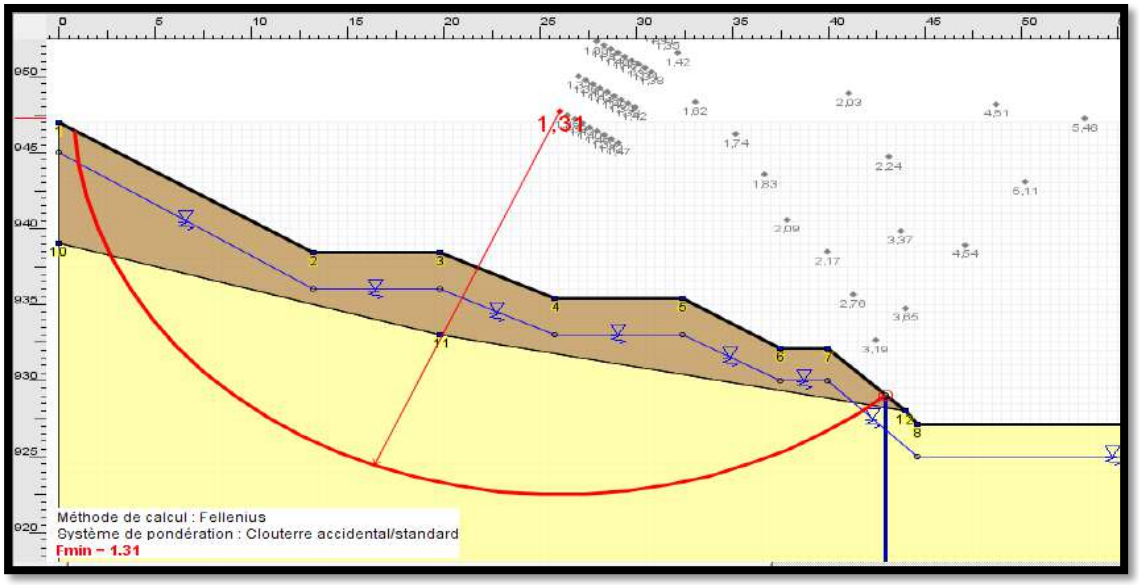


Figure V.18: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius(avec séisme).

Méthode de calcul	Phase 01 Sans séisme	Phase 02 Avec séisme
Bishop	**1.54**	**1.33**
Fellenius	**1.50**	**1.31**

Tableau V.2: Résultats des calculs avec les différentes Phases et méthodes

V.5.2.2. Interprétation des résultats des calculs

On remarque pour chaque phase, les valeurs de Fs sont approximativement les mêmes pour les deux méthodes (Bishop, Fellenuis). Par contre, il y a une différence entre une phase et une autre, qui est essentiellement due à l'effet de séisme, sachant que les caractéristiques géotechniques sont les mêmes.

Cette petite variation au niveau de la valeur de coefficient de sécurité implique que le choix de méthode de calcul n'est pas important pour cette modélisation, mais tout ça confirme qu'on a toujours sur la marge de sécurité.

Les résultats de calcul dans ce cas sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités obtenus sont égale ou supérieurs à la valeur 1,3.

V.6. Conclusion

D'après les résultats de calcul obtenus avec le logiciel TALREN 4, sur les différentes combinaisons (l'effet de séisme ainsi que la méthode de calcul utilisée), montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé dans la route section PK3+325 au PK3+400 donne un gain de sécurité appréciable.

Conclusion générale

Etude et l'analyse d'un mouvement de terrain mettent en évidence de la suppression du risque, les glissements de terrain dans constituent un véritable problème aux gestionnaires des ouvrages public et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés mais inévitables.

On peut conclue que la technique de stabilisation de talus par pieux peut permettre de résoudre le problème de l'instabilité, le confortement d'un glissement de terrain passe d'abord par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin connaitre ses dimensions

le cas de l'étude sans renforcement a montré l'instabilité du talus ce qui nous a poussés à diriger les recherches vers un moyen de confortement et nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux stabiliser le talus.

En fin le but pratique des études entreprises actuellement est justement de rechercher des méthodes moins empiriques permettant de déterminer les divers paramètres intervenant dans le problème de la stabilité d'une pente.

Bibliographie

[1]B, ABD EL HEQ(2016) « étude technico-économique d'un talus glissant d'une chaussée à Ouazera-W.Médéa, mémoire de master l'Université Dr Yahia Farès de Médéa.

[2] B, Amine(2015). « Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis », mémoire de master, l'Université Dr Yahia Farès de Médéa.

[3] B, Remdane (2011-2012), « étude de la stabilité de la cité universitaire de la ville Médéa », mémoire de master, Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

[4] B, Said(2019) « traitement et confortement d'un glissement de terrain sur CW 18 AU PK 12+000(OUAMRI-Médéa) », mémoire de master de l'Université Dr yahia farès de Médéa.

[5]Cellule télé-enseignement UC1 (juin 2016), « les mouvements de masse »,équipe de formation.

[6]Copyright DDT Corrèze 2010, « les mouvements de terrain », les risques majeurs en Corrèze.

[7] C, Samia(2012), « étude de la stabilité d'un versant D'Ain EL HAMMAM », thèse de doctorat L'Université de MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU.

[8] D, Souhir(2015), « contribution la simulation au glissement de terrain cas de talus de la CW02 ENTRE BAGHILIA ET NACIRIA W.BOUMERDES », mémoire de master, école nationale supérieur d'hydraulique-ERBAOUI ABDALLAH.

[9] F, Hiba.(2017). « Étude de la stabilité du glissement sur RN60A PK 179+400 », mémoire de master, l'Université Dr yahia farès de Médéa.

[10] G.pilot, « glissement de terrain liés directement à des travaux », Rapport général, laboratoire central des ponts et chaussées-paris.

[11] Https://www.Keller-france.com/expertise/techniques/micropieux

[12]K, FAHEM OUSSAMA(2016). « Analyse et traitement d'un glissement de train DANS LA SECTION AUTOUTIERE ENTRE CHIFFA ET BERROUAGUUIA (PK 20+930)au(PK21+175).

[13]K, Hnnane(2018). « Analyse de la stabilité et modélisation numérique du talus de la RESIDENCE PRESIDENTIELLE DE LA WILAYA D'ANNABA », mémoire de master, Université de BADJI MOUKHTAR-ANNAB.

[14] M, Ali (2015-2016) « analyse glissement de terrain sur la RN AU (PK82+700) », mémoire de master de l'Université Dr Yahia Farès de Médéa

[15] M, Massinissa(2013) « étude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux, mémoire de master de l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

[16] Recommandations 1997, dangers naturels, paris en compte des dangers.

[17] T, Seifddine(2018). « Étude de comportement des sols mous renforcé par colonnes ballastées », thèse de doctorat, l'Université Mohamed Khaider de Biskra.

Annexes

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournement de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2018
Niveau Nappe : 02 m

Sondage N° : PK 3+400 SC01

Profondeur totale : 10 ML
Coordonnées : X = 476652.02 Y = 4016574.572
Z = 930.58

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	97 %	72						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre	
2									
3									
4	98 %	73							
5									
6								Marne grise friable au sommet à compacte dur à la base et peu plastique	
7									
8	97 %	81							
9									
10	98 %	78							
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	
Révisé le Indice de révision	Countournement de la Vile du Médea	Réalisé par: R.CHEBCHEB

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournement de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2018
Niveau Nappe : m

Sondage N° : PK 3+400 SC02
Profondeur totale : 30 ML
Coordonnées : X = 4016640.362 Y = 476623.341
Z = 946,8

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ø Tub	ø Trou	Ech	Nb	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	98 %	80						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
22									
23	97 %	71							
24									
25									
26	98 %	81						marne dur compact peu plastique de couleur grisatre	
27									
28									
29	97 %	86							
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le Indice de révision	Contournement de la Vile du Médea	

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournement de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2018
Niveau Nappe : m

Sondage N° : PK 3+400 SC02
Profondeur totale : 30 ML
Coordonnées : X = 4016640.362 Y = 476623.341
Z = 946,8

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ø Tub	ø Trou	Ech	Nb	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	98 %	80						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
22									
23	97 %	71							
24									
25									
26	98 %	81						marne dur compact peu plastique de couleur grisatre	
27									
28									
29	97 %	86							
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le Indice de révision	Contournement de la Vile du Médea	


PK 3+200
SC01
Caisse N°: 01


SC 02
Caisse N° 01

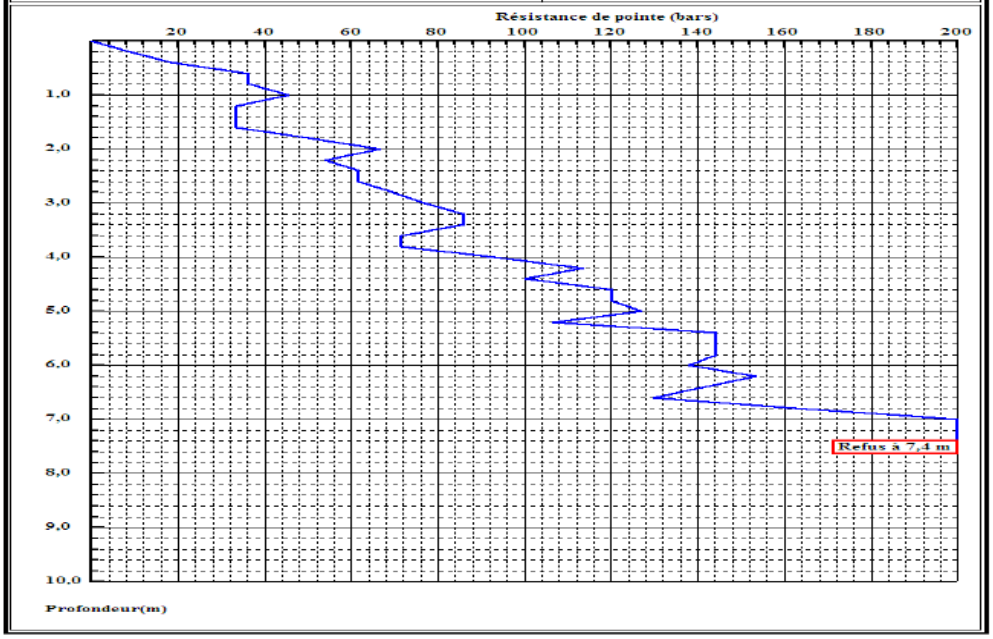
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD1



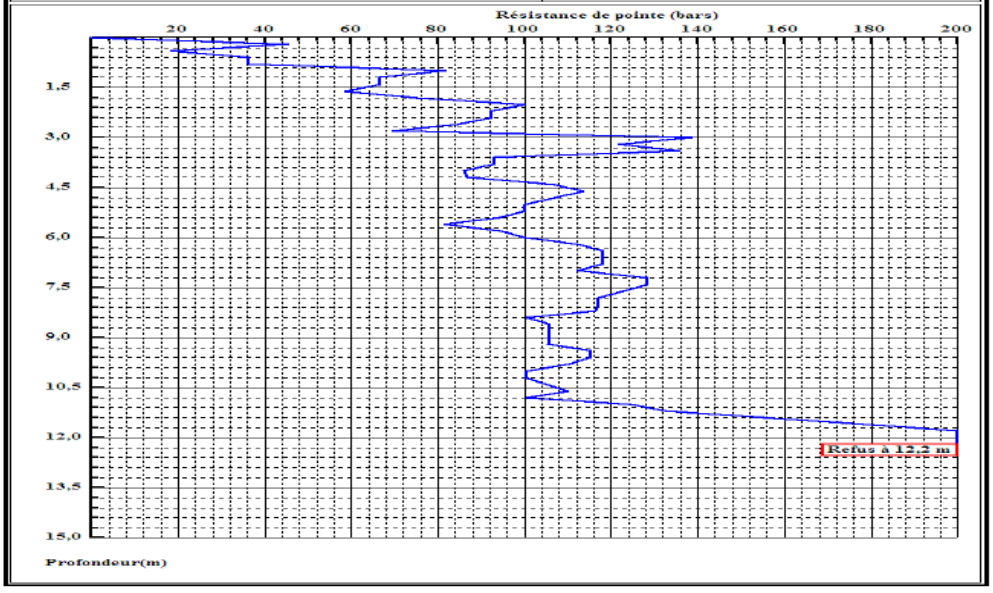
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD2



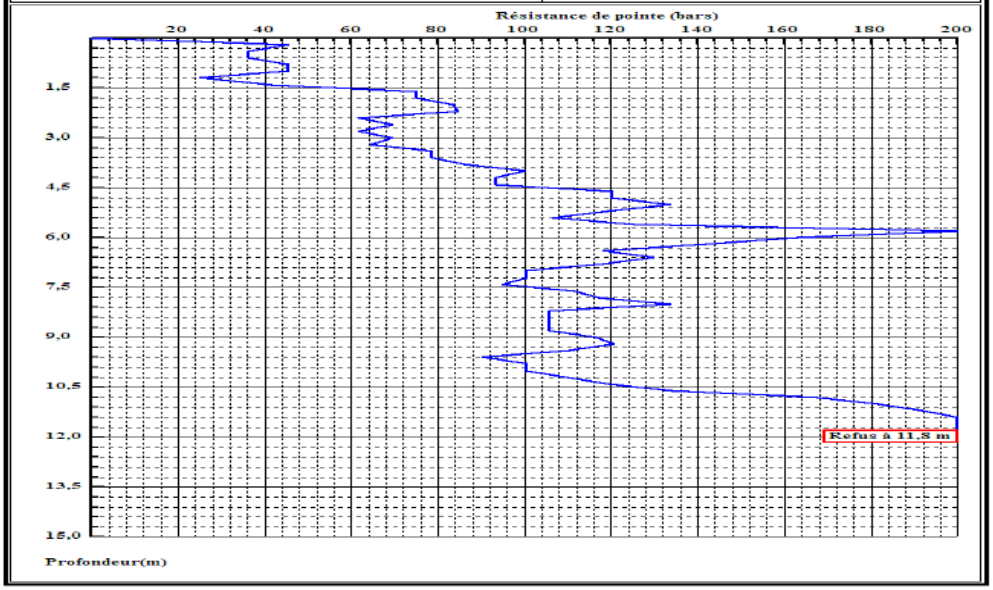
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD3



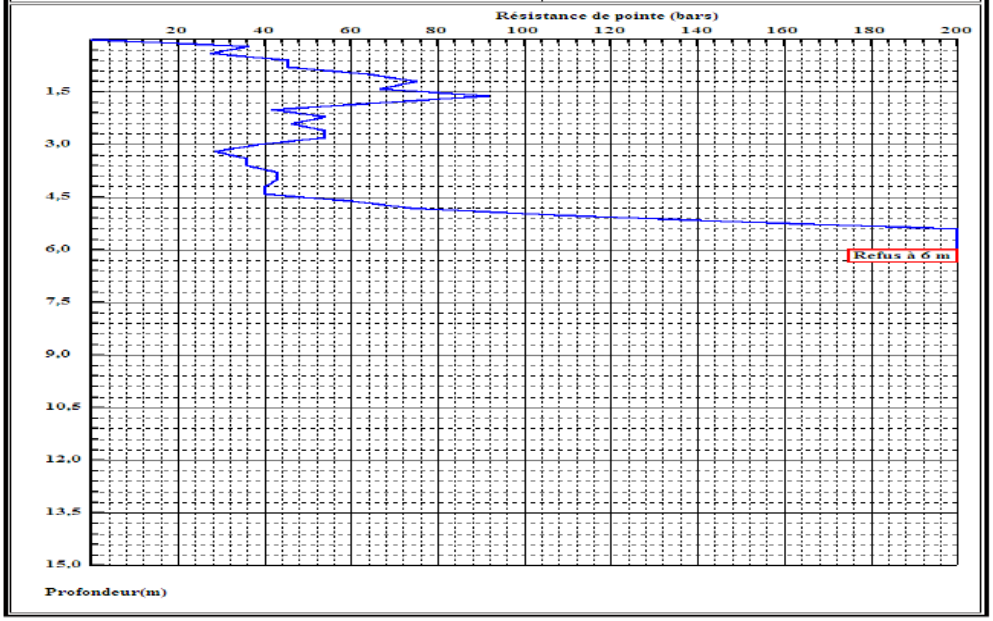
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD4



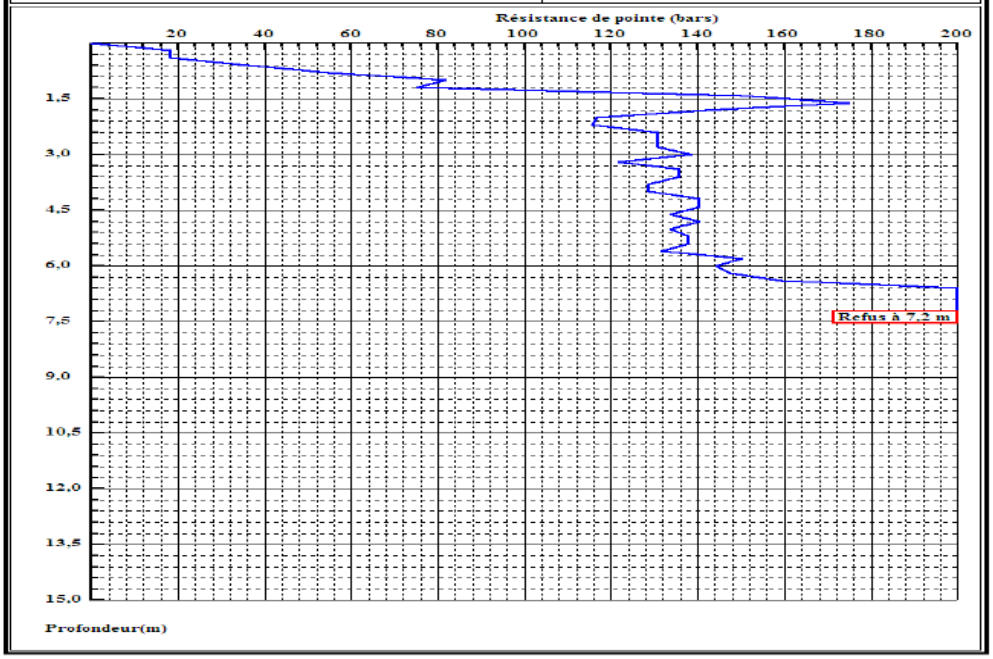
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD5



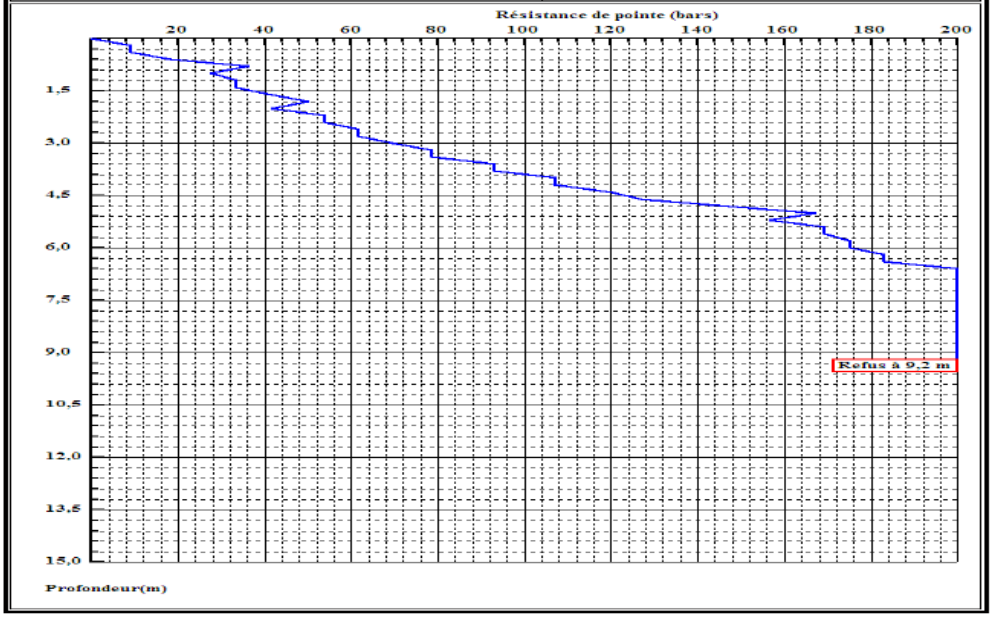
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD6



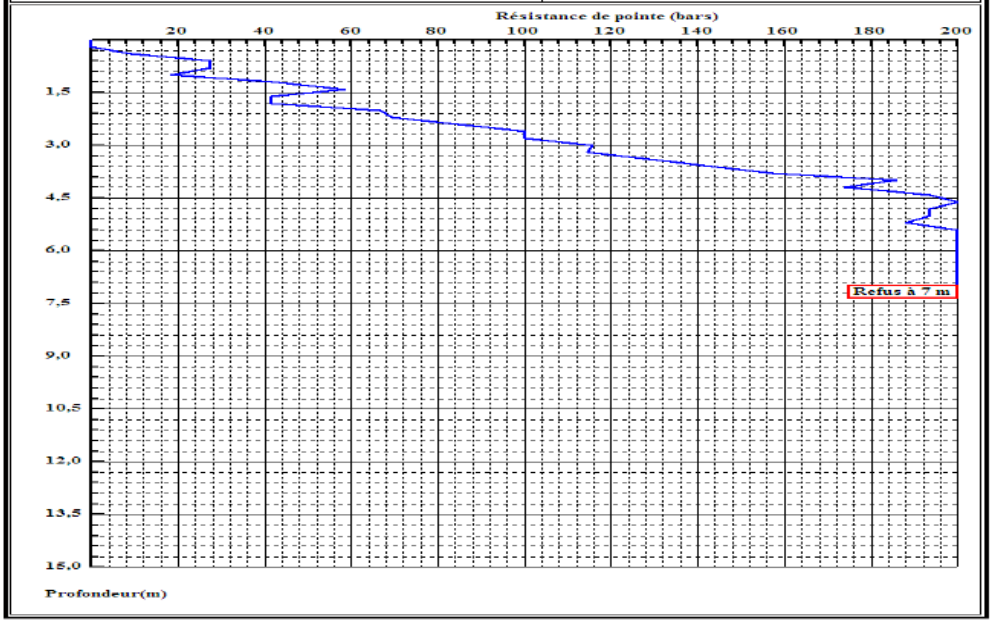
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD7



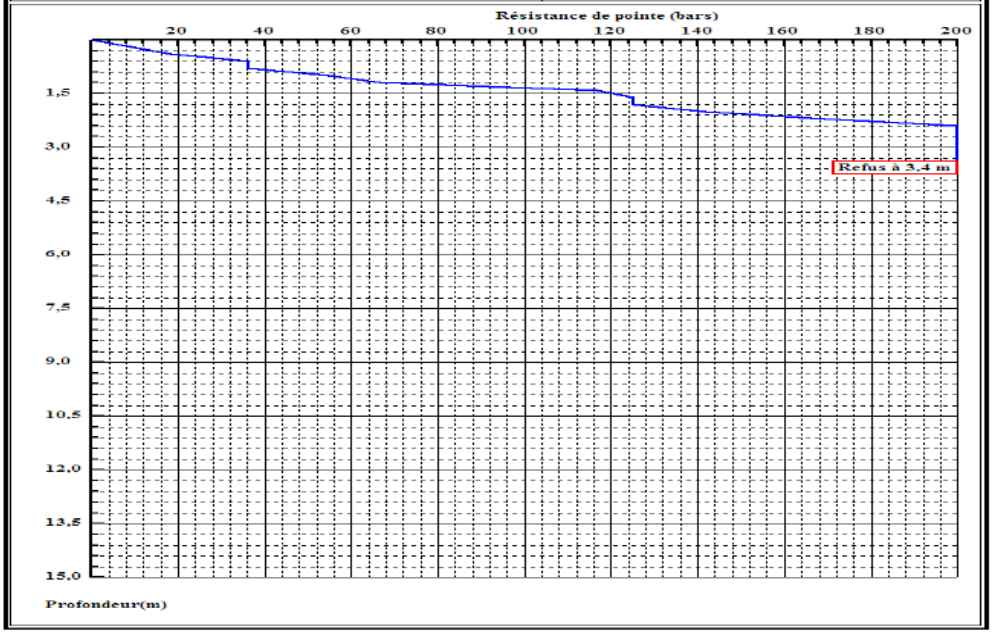
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD8



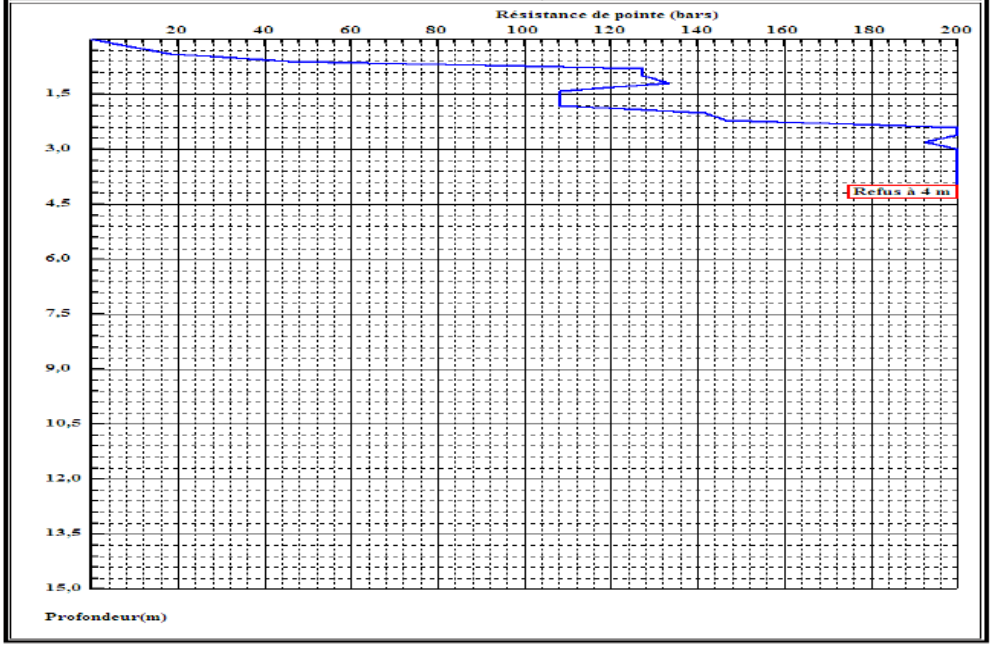
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD9



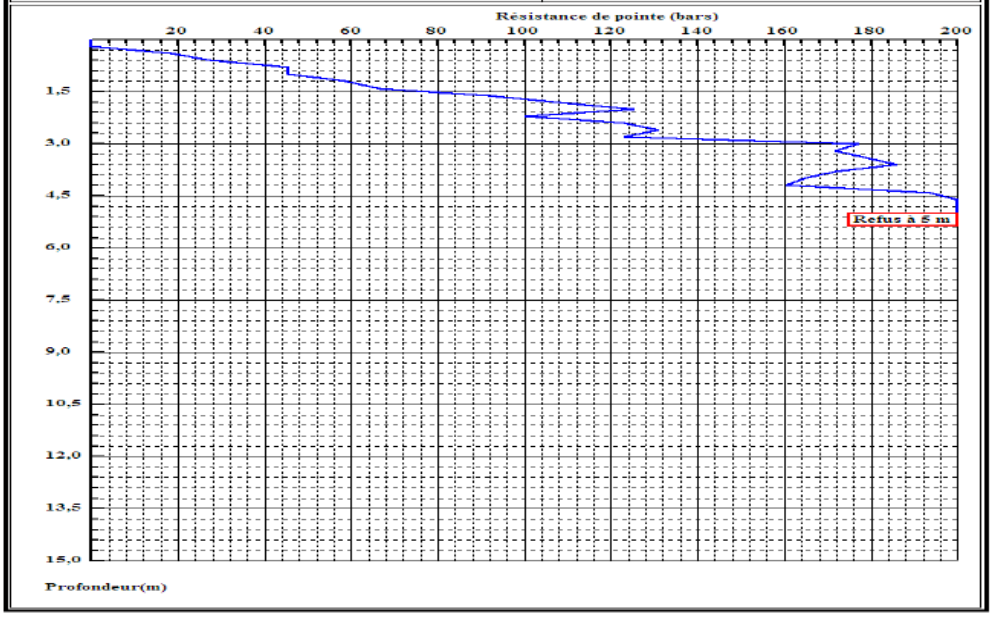
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD10



CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011
		Réf : FO.EL.32
		Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

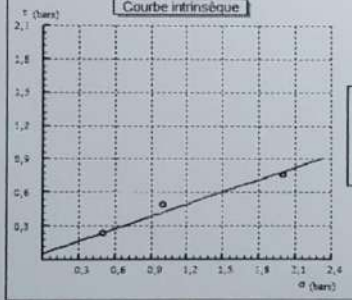
Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 01 Prof : 5.40/5.80m

Type d'essai : UD
Coefficient de l'anneau <K> : 0,34
Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :
Cohésion = 0,05 bars
Frottement = 20,14 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

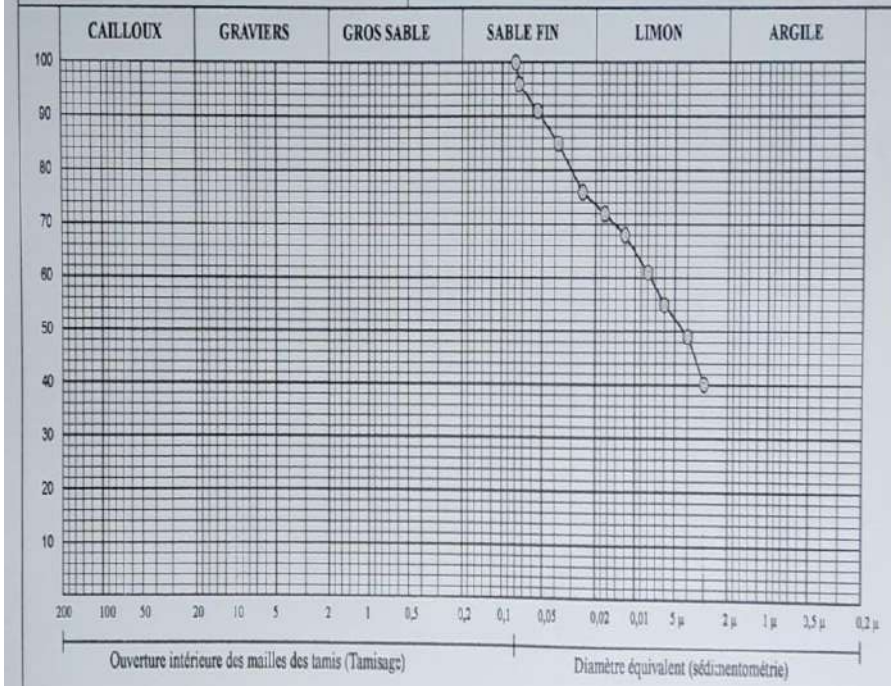
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : Médea PK3+200 V1
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS : 05/12/2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech1: 5.40/5.80 (01)



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 1	100,00 %	%	%		

CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011
		Réf : FO.EL.32
		Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

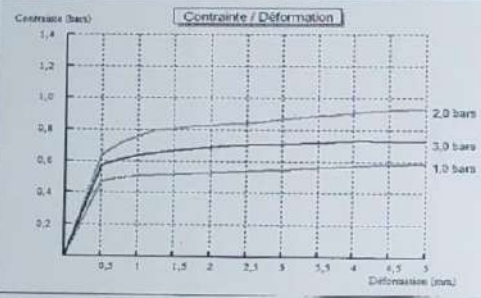
C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

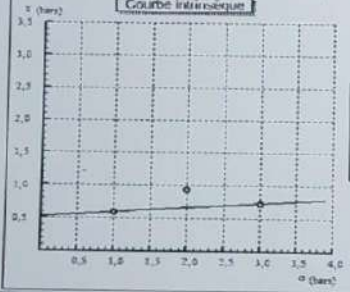
Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 01 Prof : 9.20/9.80m

Type d'essai : UU
Coefficient de l'anneau <K> : 0,34
Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :
Cohésion = 0,53 bars
Frottement = 3,88 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

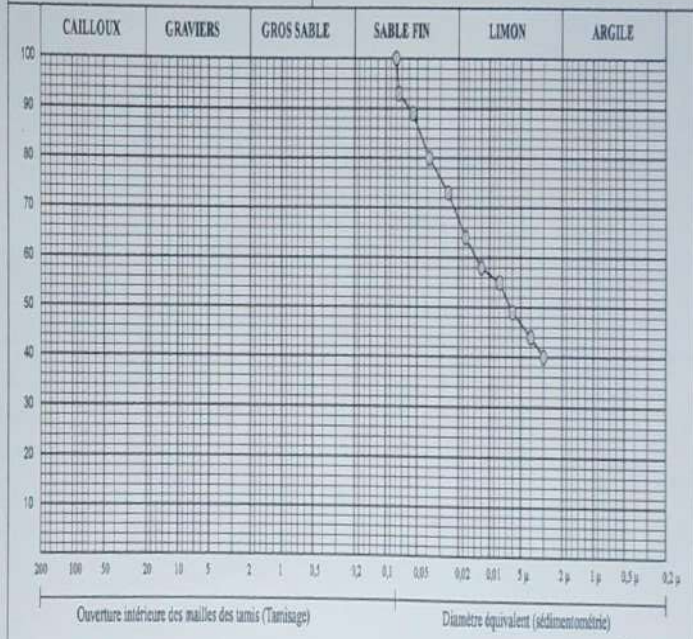
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : Médea PK3+200 V1
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS : 06/12/2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

—0— Ech4: 9.20 / 9.80 (01)



Echantillon	<80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 4	100,00 %	%	%		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

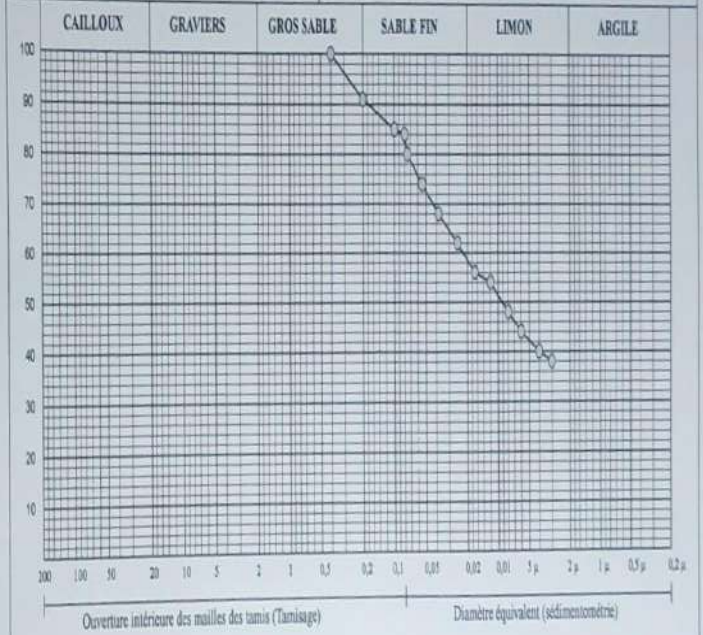
ETUDE : Médea PK3+200 V1

CLIENT : DTP MEDEA

DATE ESSAIS : 05/12/2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

—0— Ech9: 2.30/2.70 (02)



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		WL (%)	WP (%)	IP (%)	

CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011
		Réf : FO.EL.32
		Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

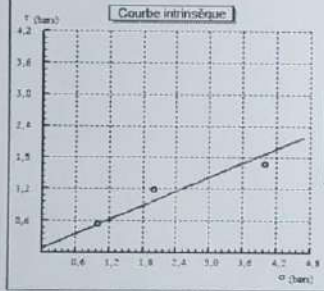
Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 01 Prof : 9.20/9.80m

Type d'essai : UD
Coefficient de l'anneau <K> : 0,34
Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :
Cohésion = 0,08 bars
Frottement = 24,14 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

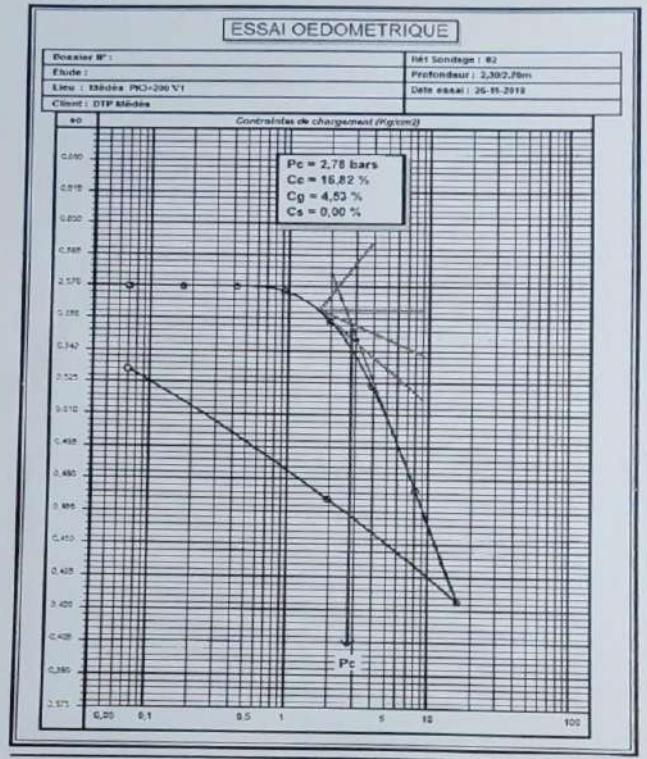
CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE Norme XP P 94-090-1	25.02.10 Réf : FO.EL.30 Révision : 01

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° :	Réf Sondage : 02
Etude :	Profondeur : 2,30/2,78m
Lieu : Médéa PK0+200 V1	Date essai : 26-11-2012
Client : DTP Médéa	



Etabli le			
Révisé le			
Indice de révision			

Chargé de l'essai

Chef de service

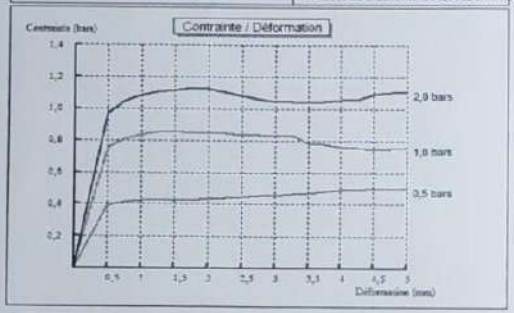
CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011 Réf : FO.EL.32 Révision : 02

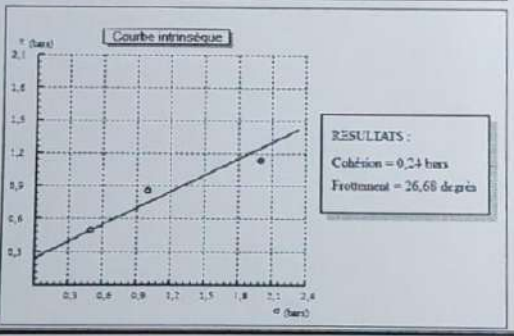
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

Etude :	Type d'essai : UD
Dossier N° :	Coefficient de l'anneau <K> : 0,1
N° Sond : 02 Prof : 2.30 -2.78m	Vitesse de cisaillement : 0,0832 mm/mn





RESULTATS :

Cohésion = 0,24 bars

Frottement = 26,68 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

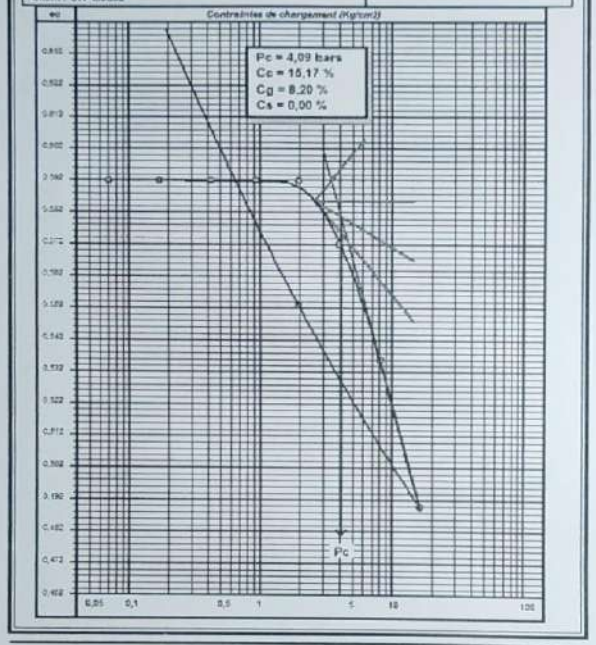
CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE Norme XP P 94-090-1	25.02.10 Réf : FO.EL.30 Révision : 01

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° :	Réf Sondage : 02
Etude :	Profondeur : 6.40/6.80m
Lieu : Médéa PK3+200 V1	Date essai : 26.11.2018
Client : DTP Médéa	



Etabli le	
Révisé le	
Indice de révision	

Chargé de l'essai

Chef de service

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

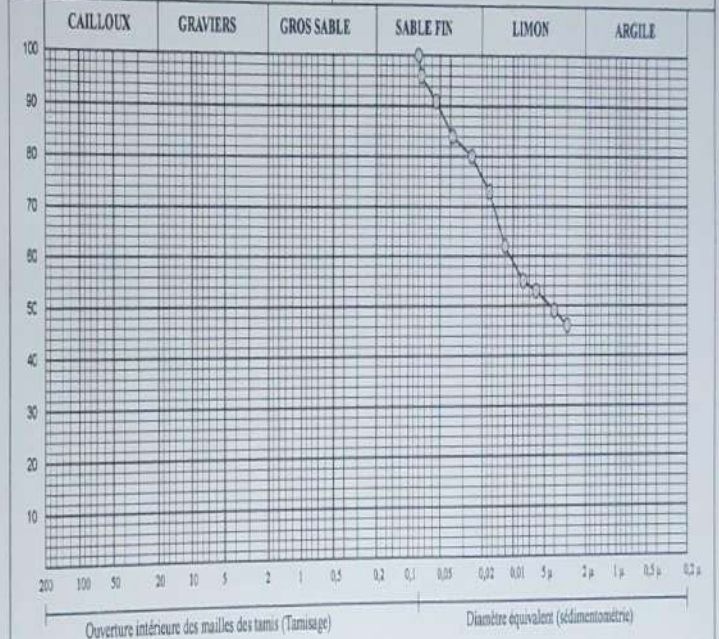
ETUDE : Médea PK3+200 V1

CLIENT : DTP MEDEA

DATE ESSAIS : 06/12/2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech2: 6.40/6.80 (02)



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 2	100,00 %	%	%		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

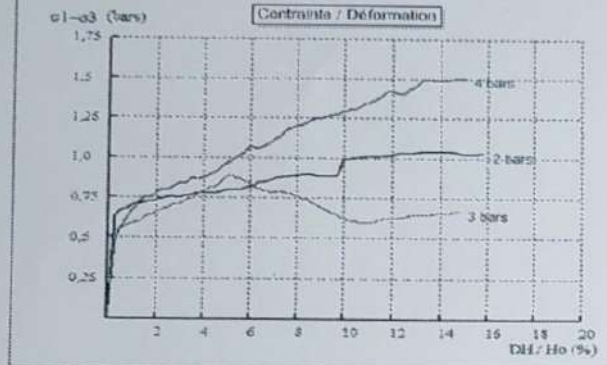
C.T.T.P

ESSAI DE CISAILLEMENT AU TRIAXIAL

Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 02 Pk3+200 v1 Prof : 8.50/9.00m

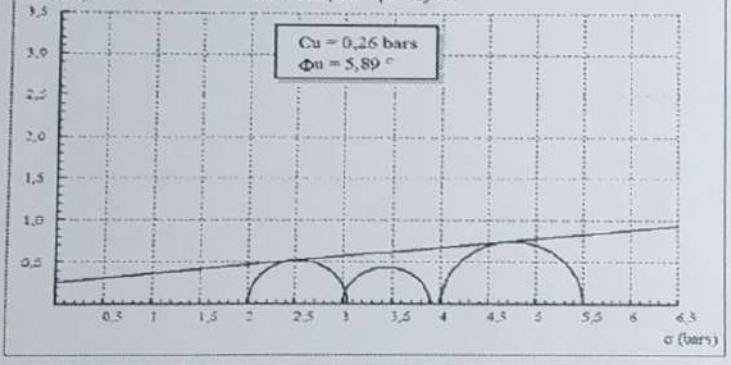
Type d'essai : UU
Coefficient de l'anneau <K> 0,1
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque

Critère de rupture = (σ1−σ3)Max



Etabli le	
Révisé le	
Indice de révision	

CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011 Réf : FO.BL.32 Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

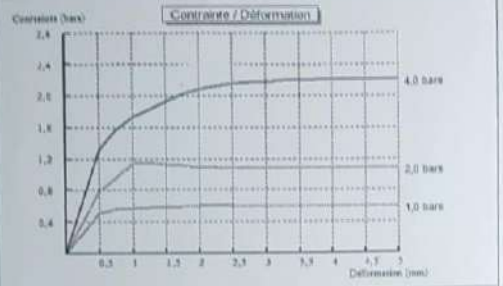
C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

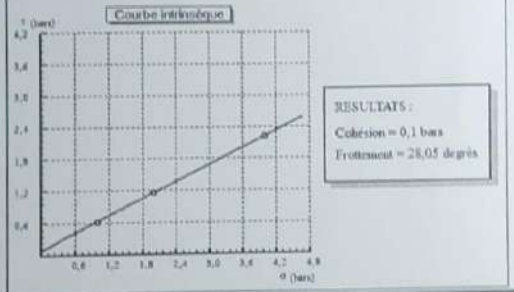
Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 02 Prof : 6.40/6.80m

Type d'essai : UD
Coefficient de l'anneau <Ko> : 0,34
Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :
Cohésion = 0,1 bars
Frottement = 28,05 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011
		Réf : FO.EL.32
		Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

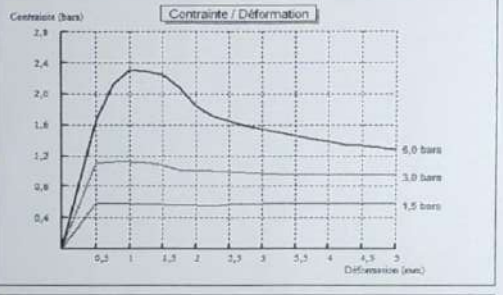
C.T.T.P

CISAILLEMENT RECTILIGNE

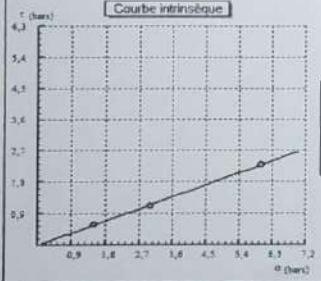
Etude :
Dossier N° :
N° Sond : 02 Prof : 29.10-29.60

Type d'essai : UD
Coefficient de l'anneau <K> : 0,1
Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :
Cohésion = 0,0 bars
Frottement = 20,88 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service

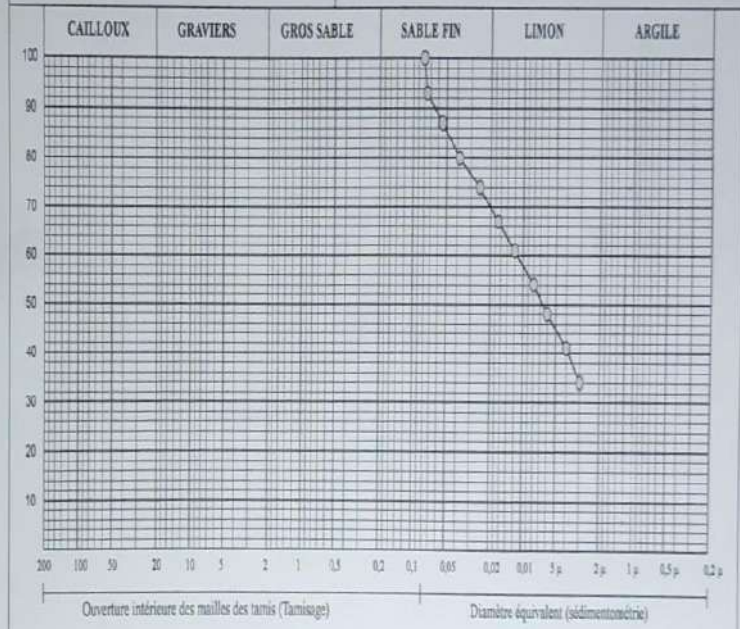
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : Médea PK3+200 V1
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS : 05/12/2018

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech3: 29.10/29.60 (02)



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
		WL (%)	WP (%)	LP (%)	
Ech3	100,00 %	%	%		

CTTP Page 1/1	MODELE DE P.V D'ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE Norme NA16218	DMJ : 18.05.2011 Réf : FO.EL.32 Révision : 02

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

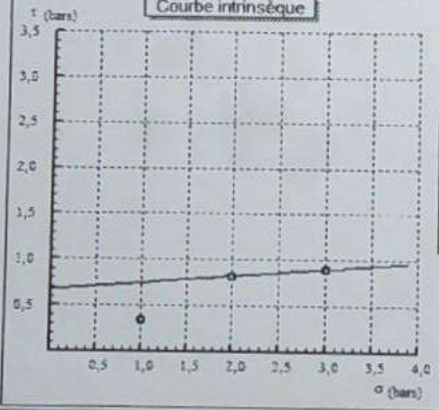
CISAILLEMENT RECTILIGNE

Etude : - Dossier N° : N° Sond : 02 Prof : 29.10/29.60m	Type d'essai : UU Coefficient de l'anneau <K> : 0,34 Vitesse de cisaillement : 0,0032 mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



RESULTATS :

Cohésion = 0,67 bars

Frottement = 4,32 degrés

Chargé de l'essai

Chef de service