**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**




**F**aculté de **T**echnologie

## Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

---

# Etude de glissement de terrain sur RN18 au PK43+400

---

Présenté et Proposé par :

**KADID MOHAMED**

**ALLOUCHE BILLAL EL AMINE**

Dirigé par :

**Mme : MIR MOUNA**

**Promotion Juin 2024**

# *Remerciements*

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

*Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.*

*Nos plus sincères remerciements à notre promotrice* ***Mme :MIR MOUNA*** *pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

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

*Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.*

*Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon père et ma mère qui sont la source de ma réussite qui*

*m'ont toujours encouragé*

*A toute ma famille*

*A mes amis*

*A toute la promotion 2024*

***Mohamed***

# *Dédicaces*

*Je remercie Dieu de m'avoir donnée la santé pour finir ce cursus universitaire*

*Je dédie ce travail à :*

*Celui qui représente pour moi l 'exemple du courage, De volonté,*

*Mon très cher Père.*

*Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.*

*Mon frère , Ma sœur*

*A Mon encadreuse Madame MIR MOUNA.*

*A tous Mes amis intimes.*

*A tous ceux qui me sont chers.*

***BILLAL***

# SOMMAIRE

**Résumé**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Liste des Notation**

**Introduction général**..... 1

## Chapitre I : Aperçu bibliographique

**I.1.Introduction** .....3

**I.2. Mouvement de terrain**.....3

**I.2.1. Définition du Mouvement de Terrain**.....4

**I.2.2. Classification des mouvements de terrain**.....4

**I.2.3. Types de mouvement de terrain**.....5

**I.2.4. Les mouvements rapides et discontinus**.....6

a) Les effondrements de cavités souterraines.....6

b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres.....7

c) Les coulées de boues et laves torrentielles.....8

d) Erosion littorale.....8

**I.2.5. Les mouvements lents et et continus**.....8

a) Les affaissements.....9

b) - Le tassement.....9

c) - Le fluage.....10

d) - la solifluxion.....11

e) - Les phénomènes de gonflement – retrait.....11

f) - Le fauchage.....12

**I.2.6. Typologie des mouvements de terrain** : .....12

**I.2.7.Conditions de stabilité**: .....13

**I.3 glissement de terrain**: .....13

**I.3.1. Définition d'un glissement de terrain**: .....13

**I.3.2 les caractéristiques d'un glissement de terrain**: .....14

**I.3.3 Les types des glissements de terrain** : .....15

a) - Glissement plane (translatif) : .....15

b) - Glissements rotationnels simples: .....16

c) Glissements rotationnels complexes: .....17

d) - Glissement quelconque .....17
**I.3.4. La classification du glissement de terrain** .....17
a) Glissement superficiel: .....18
d) Glissement profond: .....19
**I.3.5. l'origine et les causes des glissements de terrain**: .....19
I.3.5.1. Les causes augmentant les moments moteurs .....19
I.3.5.2. Les causes diminuant les moments résistants: .....19
I.3.5.3. Les causes naturelles .....19
I.3.5.4 . Les Causes humaines .....20
I.3.5.5 . Les Causes géologiques .....21
I.3.5.6 . Les Causes morphologiques .....21
**I.3.6 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains**.....21
I.3.6.1 Action et influence de l'eau.....21
I.3.6.2 Action de la pesanteur.....22
I.3.6.3 La nature des terrains.....22
I.3.6.4 Les actions mécaniques externes.....22
I.3.6.5 Actions sismiques.....23
I.3.6.6 Action de déboisement.....23
I.3.6.7 Actions anthropiques.....23
**I.3.7. Phases des glissements**.....23
I.3.7.1 Glissements de terrain actif.....23
I.3.7.2 Glissements de terrain réactivés.....24
I.3.7.3 Glissements de terrain inactifs.....24
**I.3.8 Vitesses de déplacement des glissements**.....24
I.3.8.1 Pré-rupture.....24
I.3.8.2 Rupture.....24
I.3.8.3 Post-rupture.....25
I.3.8.4 Réactivation.....26
**I.3.9 L'eau et les risques de glissements de terrain**.....26
**I.3.10 Glissements de terrain survenus en Algérie**.....27
I.3.10.1 Introduction.....27
I.3.10.2 Le glissement de Constantine.....27
I.3.10.3 Glissement d'Ain-El-Hammam (Tizi Ouzou).....28
I.3.10.4 Le glissement de Bejaia.....29

**I.4.Conclusion**.....30

## Chapitre II: Méthodes et logiciel de calcul

**II.1.Introduction**….....31
**II .2. Facteurs de sécurité** ….....31
**II.3. Choix de la méthode de calcul** ….....32
II .3.1 Les méthodes de calcul à la rupture….....32
II .3.2 Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis) ….....33
II.3.3 Les méthodes énergétiques ….....34
**II .4. Méthodes Calculs à la rupture.**.....35
**II .4.1.** Méthodes des blocs ….....35
a) Cas statiquement définis.....35
b) Cas de deux blocs instables.....37
c) Cas statiquement indéfinis.....38
**II .4.2.La méthode des tranches** ….....39
II .4.2.1. Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche….....40
a) Méthode de Fellenius….....43
b) Méthode de Bishop (1955).....43
**II .4.3. Méthodes probabilistes et logique floue**.....44
**II .4.4. Méthodes en trois dimensions**.....44
a) Équilibre de blocs en trois dimensions.....44
b) Méthodes des colonnes.....44
c) Extension d'une méthode globale.....44
**II .5. Choix de logiciel** ….....45
**II .6. Calcul de la stabilité par logiciel** ….....46
**II .7. Présentation du logiciel TARLEN 04**….....46
**II .8. Gestion du phasage** ….....47
**II .9. Conclusion**….....49

# Chapitre III : Présentation du site et données géotechniques

**III .1. Introduction**.....50
**III .2. Localisation générale**.....50
**III .3.Climat de la région Médéa**.....52
**III .4. Sismicité**.....53
**III .5. Aperçu géologique régional** .....54
**III .6. Hydrogéologie**.....54
**III .7. Aperçu géomorphologique régional**.....55
a) Relief.....55
b) Contexte hydrologique.....55
c) Erosion.....55
**III .8 Désordres observes du site au PK43+400 sur la route nationale RN°18**.....55
a) Dégradations de chaussée.....56
b) Déformations des gabions .....56
c) Drainage des eaux .....57
d) Signes d'instabilités du versant aval.....58
**III .09. Exploitation de la compagne géotechnique réalisée**.....59
**III .10 Essais réalisés sur le site**.....61
**III .10.1 Essais de pénétration dynamique**.....61
a) Domaine d'application .....61
b) But .....61
d) Principe de l'essai.....62
d) Exploitation des résultats.....62
**III .10.2 Sondages carottes**.....62
a) But de sondage.....62
**III .11. Essais de laboratoire** .....65
a) But .....65
b) Essais physiques .....65
c) Essais mécaniques .....65
**III .11.2 Résultats des essais au laboratoire** .....66
**III .11.2.1 Essais physiques** .....66
a) Courbe granulométrique.....66
b) Teneur en eau w.....66

c) Poids volumique γ ….....66
d) Limites d'Atterberg ….....66
e) Teneur en carbonate CaCO3 ….....67
**III .11.2.2 Détermination des caractéristiques mécaniques** ….....67
a) Appareil de cisaillement direct ….....67
b) Essai œdométrique ….....68
**III .11.3 Résultats obtenus** ….....68
**III .11.4 . Exploitation et interprétation des résultats** ….....71
**III .11.5. Comparaison entre les résultats d'essais( P2 ,P3,P4) de pénétromètre dynamique lourd (TYPE BORRO)**….....72
**III .12 CONCLUSION**.....73

## Chapitre IV : Calcul de stabilité et proposition de la solution

**IV.1. Introduction**.....74
**IV.2. Définition des données** ….....74
**IV.3. Prise en compte de l'effet sismique** ….....76
**IV.4. Choix d'une technique de confortement** ….....76
**IV.5. Calcul de stabilité** ….....77
IV.5.1. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement ….....77
IV.5.2. Proposition de la Solution de confortement….....78
IV.5.2.1 Remblai Renforcé par des Géotextiles ….....78
IV.5.2.2 Caractéristiques du Remblai Renforcé par Géotextile (Dimensions et Composition) ….....78
a) Méthode Bishop….....78
b) Méthode Fellenius….....79
IV.5.1.3 Reconstruction des gabions+tranchée drainante amont.....80
IV.5.2.4 Caractéristiques de la Reconstruction des Gabions (Dimensions et Composition) .....80
a) Méthode Fellenius….....81
b) Méthode Bishop….....82
**IV.6. CONCLUSION** ….....83
**CONCLUSION GENERALE**….....84

**Résumé :**

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très complexes qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Ils sont très répandu à la wilaya de Médéa.

Ce phénomène a fait beaucoup des désordres sur la route nationale 18 au PK 43+400 .

Notre travail vise à modéliser ce phénomène.

. A cette fin,on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains , les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé TALREN 4 v2.0.4 qui utilise deux méthodes (Fellenius, Bishop) dans le but de déterminer le coefficient de sécurité.

Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant reconstruction des gabions + tranchée drainante comme solution.

**Mots clés** : Glissement de terrain, Fellenius , Bishop , TALREN , construction des gabions , tranchée drainante

**ملخص :**

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية.

و قد تسببت هذه الظاهرة في تعطيل حركة المرور على الطريق الوطني رقم 18 ن ك 43 + 400

يهدف عملنا هذا إلى إجراء نمذجة لهذه الظاهرة , ولهذا الغرض بدأنا دراستنا بالعموميات عن الانهيارات الأرضية و أنواعها و خصائصها وأسبابها و الطرق المعتمدة لحساب هذا النوع من المشاكل.

تم إجراء التحليل العددي للمنحدر باستخدام كود حسابي ثنائي الأبعاد تارلنت 4 v2.0.4 و ذلك باستخدام طريقتين (فيلينيوس ,بيشوب ) لتحديد معامل الأمان.

ثم بعد ذلك حللنا تعزيز المنحدر من خلال إقتراح إعادة بناء المتاريس + خندق تصريف المياه كحل

**كلمات مفتاحية :** انزلاق التربة ، بيشوب ، فيلينيوس ، تارلنت ، بناء متاريس ، خندق تصريف المياه

## Abstract :

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria Very widespread in the wilaya of Medea. This phenomenon caused a lot of disruption on national road 18 at PK 43+400. Our work aims to model this phenomenon , To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with a two-dimensional code calculation, entitled TALREN 4 v2.0.4, uses three methods (Fellenius, Bishop,) to determine the factor of safety.

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing reconstruction gabions + draining trench as a solution.



**Key words** : Landslide, Bishop, Fellenius, TALREN, construction of gabions, draining trench

# Liste des figures

## Chapitre I : Aperçu bibliographique


Figure I.1 Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines……..7

Figure I.2 Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016.....7

Figure I.3 Schéma illustre une coulée de boue.....8

Figure I.4 Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale..... 8

Figure I.5 Affaissement de terrain.....9

Figure I.6 Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO .....10

Figure I.7 Phénomène de fluage…….....11

Figure I.8 La solifluxion.....11

Figure I.9 Les phénomènes de gonflement – retrait.....12

Figure I.10 Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques.....12

Figure I.11 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....13

Figure I.12 glissement d'un terrain à Taiwan: ..... 14

Figure I.13 Schéma explicatif du phénomène Glissement de terrain .....14

Figure I.14 Schéma descriptif d'un glissement plan.....16

Figure I.15 Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel ..... 16

Figure I.16 Glissement rotationnel complexe .....17

Figure I.17 Schémas Solifluxion, Glissement superficiel..... 18

Figure I.18 Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol..... 20

Figure I.19 Les déformations dans la ville de Ain El Hammam..... 28

Figure I.20 Route affecté par le glissement à Bejaia..... 29


## Chapitre II : Méthodes et logiciel de calcul


Figure II.1 Schéma de rupture plane.....36

Figure II.2 Schéma de rupture plane infinie…….....37

Figure II.3 Schéma d'une rupture à deux blocs.....37

Figure II.4 Schéma de rupture en translation.(4 blocs, équilibre d'un bloc).....38

Figure II.5 les inconnues d'une méthode des tranches.....39

Figure II.6: Diagramme des fortes agissant sur tine tranche.....41

Figure II.7: Forces considérées sur une tranche par la méthode de FELLENIUS.....43

Figure II 11: le menu principal.....48

# Chapitre III : Présentation du site et données géotechniques

Figure III.1 photo satellite ‘‘Google earth’’.....50
Figure III.2 : Localisation du projet PK43+400 de la RN18.....51
Figure III.3 un stations topographique ST 02.....51
Figure III.4 un stations topographique ST 01.....52
Figure III.5 Zones sismiques Algériennes « selon RPA 99/ Version 2003 » .....54
Figure III.6 Vue sur la partie amont.....56
Figure III.7 Fissure le long de la chaussée.....56
Figure III.8: Vue de face des gabions.....57
Figure III.9: Déformations des gabions.....57
Figure III.10: Stagnations d’eaux le long du fossé longitudinal en terre.....57
Figure III.11: Sortie obstruée du collecteur transversal.....57
Figure III.12: Sources mal captées.....58
Figure III.13: L’état de la source amont.....58
Figure III.14: Versant aval instable.....58
Figure III.15:Ruptures en tête du versant aval.....58
Figure III.16. Carte d’implantation des essais in-situ du site et des sondages carottées.....60
Figure II.17:Essais de pénétration dynamique.....61
Figure III.18:Réalisation du sondage SC2.....63
Figure III.19: Caisse à carotte du SC2.....64
Figure III.20 sondage SC3.....65
Figure III.21. Schéma de principe de l’essai de cisaillement à la boîte.....67
Figure III -22 : Courbe Analyse Granulométrique SC1.....69
Figure III -23 : Courbe d’essai de cisaillement direct (boite de Casagrande) SC1.....70
Figure III -24 Courbes résistances de pointe dynamique « Rd » en bars N° : (P2, P3, P4)....72

# Chapitre IV : Calcul de stabilité et proposition de la solution

figure IV.1 Plan d'implantation des essais In-Situ réalisés.....75
figure IV. 2 levé topographique.....75
Figure IV.3: l'état initial sans confortement.....77
Figure IV.4: Coefficient de sécurité avec confortement (sans séisme).....78
Figure IV.05: Coefficient de sécurité avec confortement (avec séisme).....79
Figure IV.06: Coefficient de sécurité avec confortement (sans séisme).....79
Figure IV.07: Coefficient de sécurité avec confortement (avec séisme).....80
Figure IV.08: Coefficient de sécurité avec confortement (avec séisme).....81
Figure IV.09: Coefficient de sécurité avec confortement (sans séisme).....81
Figure IV.10: Coefficient de sécurité avec confortement (avec séisme).....82
Figure IV.11: Coefficient de sécurité avec confortement (sans séisme).....82
Figure IV.12 : Tranchée drainante longitudinale amont.....83

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Aperçu bibliographique

Tableau I.01 Échelle cinématique des mouvements de terrain..... 5
Tableau I.02 Différents type des mouvements de terrain..... 6
Tableau I.03 caractérisant les différentes familles de mouvements [guide technique LCPC] France..... 6
Tableau I. 4 Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme .....17
Tableau I. 5 Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK [guide technique LCPC]..... 18

## Chapitre II : Méthodes et logiciel de calcul

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE (1973)…… 31
Tableau II.2 : Facteurs de sécurité Fs recommandés selon les risques liés à l'ouvrage, ORTIGAO et al. [2004], cités dans un rapport du CSTC [2005]…… 32
Tableau II.3**:** Méthodes de calcul à utiliser……..……..…… 34

## Chapitre III.: Présentation du site et données géotechniques

Tableau III.1 Coordonnée de navigation système UTM (31S)……51
Tableau III .2 Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).....53
Tableau III.3 Valeurs des refus.....62
Tableau III.4 les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire…….....68
Tableau III.5 Caractéristiques physiques des sols…… 69
Tableau III.6 Caractéristiques chimiques et mécaniques des sols…….……70

## Chapitre IV : Calcul de stabilité et proposition de la solution

Tableau IV.1: Les caractéristiques des couches……..…….. 53

# LISTE DES NOTATIONS

**C :** Cohésion du sol…….... [KPa]

**Ip** : Indice de plasticité…….[%]

**WL** : Limite de liquidité……[%]

**Wp** : Limite de plasticité……..[%]

**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]

**G** : Module de cisaillement……..…….. [KN/m2]

**H** : hauteur…… [m]

**τ** : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle ……KN/m2]

**σ** : Contrainte……..…….. [KN/m2]

**σ'** : Contrainte effective (σ' = σ – u) ……..……..…….[Kpa]

**σ3** : Contrainte principale mineur…….…….. [Kpa]

**σ1** : Contrainte principale majeur……..…… [Kpa]

**φ** : L'angle de frottement interne du sol……..……...……. [°]

**φ'**: L'angle de frottement interne effective ……..……..……..……[°]

$\gamma_{sat}$ : Poids volumique du sol saturé…… [KN/m3]

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ……..……..…….. [KN/m3]

$\gamma_h$ : Poids volumique humide du sol……..[KN/m3]

$\gamma_s$ : Poids volumique des grains…… [KN/m3]

**γd** : Poids volumique sec du sol……[KN/m3]

**Cah** : Coefficient d'accélération sismique horizontal…….……[-]

**Cav** : Coefficient d'accélération sismique vertical…….. [-]

**Sr**: Degré de saturation……..…….. [%]

**Abréviations**

**CD** : Consolidé drainé

**PDL** : Pénétration dynamique lourds

**RPA** : Règlement parasismique Algérien

**SC** : Sondages carottés

# *INTRODUCTION GENERAL*

# INTRODUCTION GENERALE

À l'histoire de la géologie, certains événements se distinguent par leur importance, leur influence et leur capacité à laisser une empreinte durable sur les paysages et les souvenirs. Parmi ceux-ci figurent les glissements de terrain d'envergure monumentale, des phénomènes géologiques qui illustrent la puissance et la complexité des forces naturelles à l'œuvre sur notre planète.

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique ou géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement.

L'impact de ces glissements peuvent être considérable, incluant des pertes en vie humaines, la destruction des infrastructures, des dommages causés aux terres et la perte des ressources naturelles.

Dans la région de Médéa, une étude du sol revêt une importance capitale, notamment en ce qui concerne les risques de glissement de terrain. Médéa, située dans une zone montagneuse, est sujette à des conditions topographiques variées qui peuvent influencer la stabilité du sol.

C’est dans ce cadre que s’inscrit notre étude comme une modeste contribution à l’étude et la prévention de ce phénomène.

La zone d’étude se situe à la sortie Sud-Ouest de la ville de Médéa au PK43+400 de la RN18, en allant vers Khemis Méliana, dans la commune de Harbil.

Notre travail a été articulé en quatre chapitres :

- Dans le premier chapitre nous avons traité le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier.

A ce titre nous essayerons d’avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

- Dans le deuxième chapitre, nous avons parlé de la nature (géologique et hydrologique et ....etc) de la région.

Les données utilisées à partir du rapport géotechnique de BET sont aussi mises en avant.

- Dans le troisième chapitre, on a exposé principalement les méthodes de calcul de stabilité à savoir, le facteur de sécurité, les méthodes d'équilibre limite …etc , et la présentation de logiciel TALREN.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude par le code de calcul **TALREN 4 v2.0.4**, ainsi que la vérification de la solutions de confortement proposée.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

# *Aperçu bibliographique*

## I.1. Introduction

De nombreuses régions du monde sont confrontées à des phénomènes naturels susceptibles de provoquer des catastrophes. Ces phénomènes sont d'origines très variées : géophysique avec le séisme et les éruptions volcaniques, hydrométéorologique avec les cyclones et tempêtes, les inondations et les avalanches ou bien encore géomorphologique avec les mouvements de terrain. Leurs fréquences et leurs intensités varient d'une région à une autre.

- De nombreux paramètres, naturels ou Les facteurs humains, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation…etc.).

En 1979, la commission sur les mouvements de terrain de l'association internationale de géologie de l'ingénieur, estimait que 14% des pertes de vie humaines lors des catastrophes naturelles pouvaient être attribuées aux mouvements de terrain. [1]

- Un mouvement de terrain est un déplacement de sol ou du sous-sol plus ou moins brutal sous l'effet d'influences naturelles ( fortes précipitations, alternance gel et dégel, érosion, etc…) ou anthropiques exploitation de matériaux (déboisement, terrassement, etc…). Les mouvements de terrain peuvent être lents ou rapides et peuvent entraîner un remodelage des paysages, celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. Les conséquences économiques des dégâts engendrés par les mouvements de terrain peuvent être directes (réparations des biens endommagés ) et indirectes comme par exemple la coupure d'une route fréquentée pendant plusieurs jour. Il n'est pas toujours possible techniquement ou financièrement de protéger les biens existants contre les effets des mouvements de terrain .Il faut alors envisager une délocalisation des biens menacés.

## I.2. Mouvement de terrain

### I.2.1. Définition du Mouvement de Terrain

Le terme mouvement de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents reliés à la nature, le comportement, et à l'intervention de l'homme.

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc……).

- Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.) [2]

Également on peut définir, un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement…etc.).

- Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. [1]

### I.2.2. Classification des mouvements de terrain

Plusieurs classifications sont possibles selon les critères de choix motivé par la spécialité des auteurs (critère géologique, critère mécanique…..).En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvement, de façon à pouvoir évoquer certaines de leur caractéristiques essentielles ou de les retrouver.

- La classification permet l'analyse des instabilités car le terme mouvement de terrain regroupe des phénomènes extrêmement divers et complexes qui impliquent l'utilisation de nombreuses classifications.

Au début, elles s'appuyaient essentiellement sur des critères morphologiques et étaient propres à un type de milieu donné [Reynolds, 1932, Popov, 1945]

Aujourd'hui, les classifications sont fondées sur les critères suivants :

- morphologie et géométrie [Crozier 1986, Flageolet 1989, Colas et Pilot 1976, Gervreau, 1991, Gervreau et al., 1992 et Varnes 1978, Dikau et al.]
- cinématiques ou dynamiques [Milliès-Lacroix 1981, Crozier 1986]
- combinaison des précédents critères, (Antoine et Giraud 1993). [3]

## I.2.3. Types de mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont difficiles à prévoir et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de leur soudaineté et de leur caractère dynamique. Ils peuvent être distingués en mouvements lents et rapides, seuls ces derniers étant directement dangereux pour l'homme. Les conséquences des mouvements rapides sont plus graves lorsque les masses déplacées sont importantes, tandis que les mouvements lents ont des conséquences principalement socio-économiques ou d'intérêt public. [1]

**Tableau I. 1**: Échelle cinématique des mouvements de terrain [4]

| **Très lent** | **Lent** | **Moyen** | **Rapide** | **Très rapide** |
|---|---|---|---|---|
| **1mm/ans** | 1mm/mois | 1.5mm/j | 4mm/h | 2500mm/s |
| **à** | à | à | à | à |
| **12mm/ans** | 50mm/mois | 100mm/j | 10000mm/h | 10000mm/s |

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués voire Tableau I.2 :

**Tableau I. 2:** Différents type des mouvements de terrain. **[5]**

| **Mouvements rapides** | **Mouvements lents** |
|---|---|
| Propagation en masse :<br>- Les effondrements<br>- Les chutes de pierres ou de blocs<br>- Les éboulements ou écroulements<br>Propagation en état remanié :<br>- Les laves torrentielles<br>- Les coulées boueuses | - Les affaissements<br>- Les tassements<br>- Le fluage<br>- Le retrait ou le gonflement de certains Matériaux argileux<br>- Les glissements de terrain |

- Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements :

Le tableau (3) présente les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant :

**Tableau I.3 :** caractérisant les différentes familles de mouvements
[ guide technique LCPC France ]

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

## I.2.4. Les mouvements rapides et discontinus

Les mouvements rapides, tels que l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses, se produisent de manière subite et violente.
Ils ont un impact majeur sur les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques.
En outre,ils peuvent endommager les infrastructures telles que les bâtiments et les routes, allant de la simple dégradation à la destruction totale.

### a) Les effondrements de cavités souterraines

Les effondrements de cavités souterraines surviennent lorsque les appuis ou le toit d'une cavité souterraine se rompent et que cette rupture se propage jusqu'à la surface de manière brutale, entraînant l'ouverture d'une excavation cylindrique. (Fig I.1).

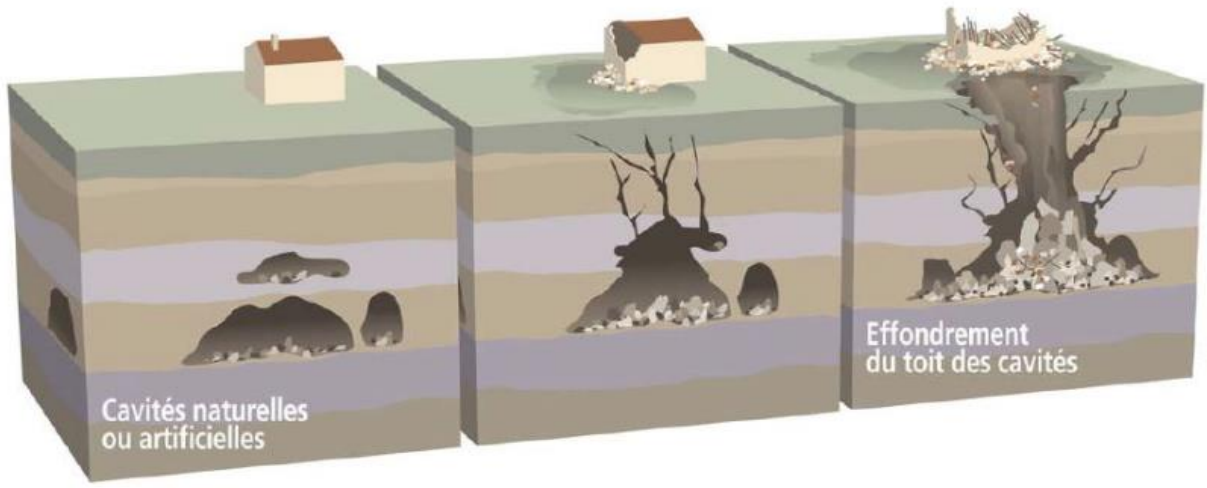



Figure I.1. Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.
[ Source : https://www.finistere.gouv.fr ]

### b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

Sont causés par l'évolution des falaises et des versants rocheux, et peuvent se présenter sous différentes formes selon leur volume, allant de petites pierres à de grands écroulements en masse.

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume < 1 $dm^3$), des chutes de ²blocs (volume > 1 dm3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m3). (Fig I.2).



Figure I.2. Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016 [9]

### c) Les coulées de boues et laves torrentielles

Les coulées de boues sont des mouvements rapides de masses de matériaux remaniés avec une forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse, qui ont souvent lieu dans la partie aval d'un glissement de terrain.

La coulée boueuse est due à des infiltrations d'eau (la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée), provoquant des mouvements des sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit généralement en montagne (Fig I.3).

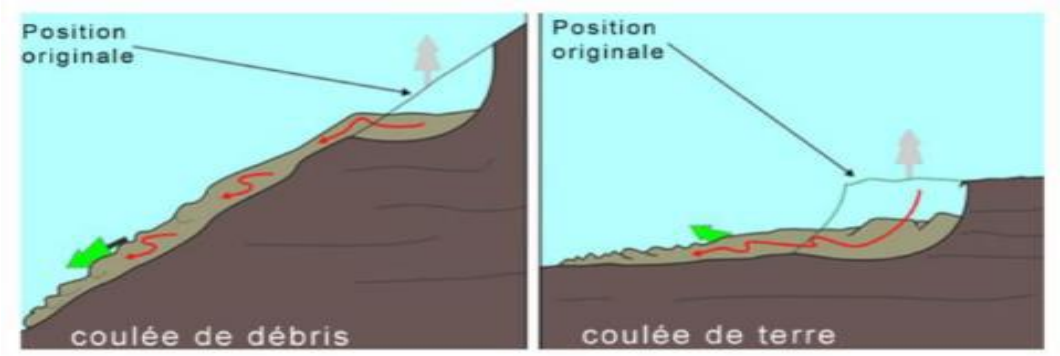



Figure I.3 Schéma illustre une coulée de boue

### d) Erosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses. (Fig I.4).

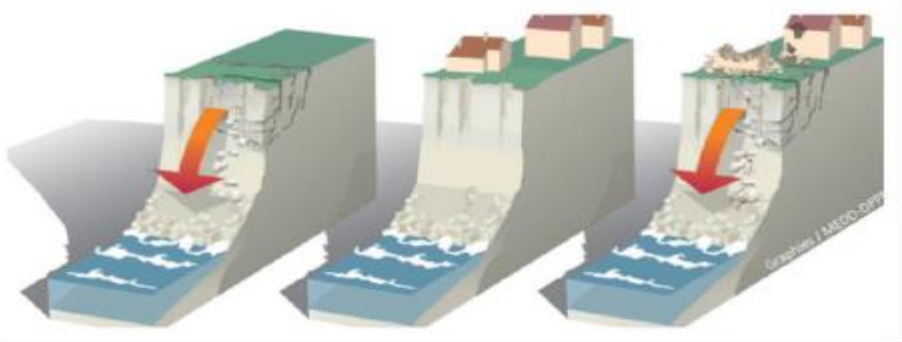


Figure I.4**:** Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale [1]

## I.2.5. Les mouvements lents et continus

Ces phénomènes provoquent une altération graduelle des terrains, qui peut ne pas être perceptible par l'homme. Ils comprennent l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils affectent principalement les biens, en provoquant des fissures dans les constructions. Ces dommages peuvent être si graves pour la sécurité des occupants qu'une démolition des bâtiments est souvent nécessaire [1]

### a) - Les affaissements

Les affaissements, sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus où Moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, [6]

- avec où Sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine.

Il n'y a pas de Rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements Différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les Affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements.

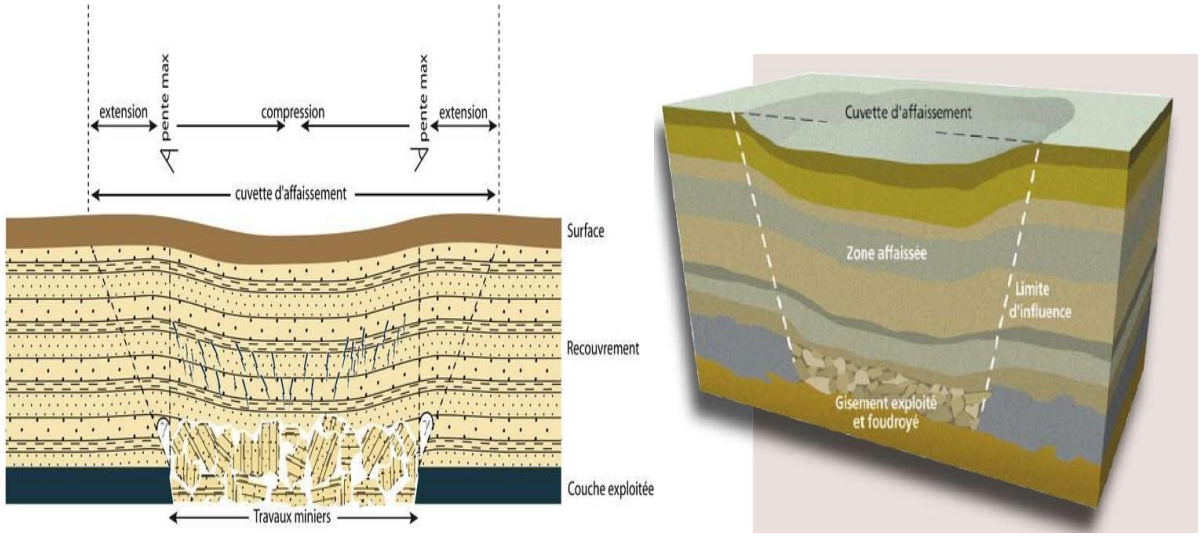



Figure I.5 : Affaissement de terrain [1]

### b) - Le tassement :

Ils sont généralement dû à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet de Charge appliquée au niveau de sol ou d'asséchement. Le tassement de sol est sa Déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telle que les Remblais, les fondations ou son propre poids .

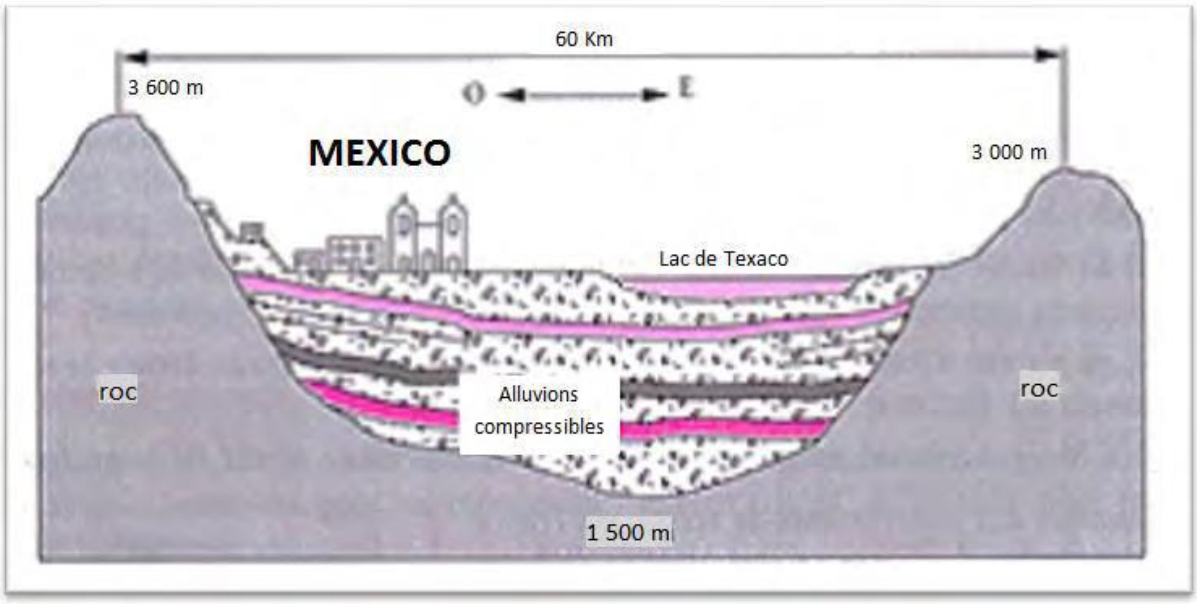



Figure I.6 Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO [1]

### c) - Le fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture .L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture . ( figure I.7) montre une couche de masse argileuse surchargée par un massif en calcaire limité par une falaise, la marne flue sous le poids excessif de la falaise, risquant d' entrainer la fissuration du banc de calcaire peu déformable, voire l'écroulement de la falaise.

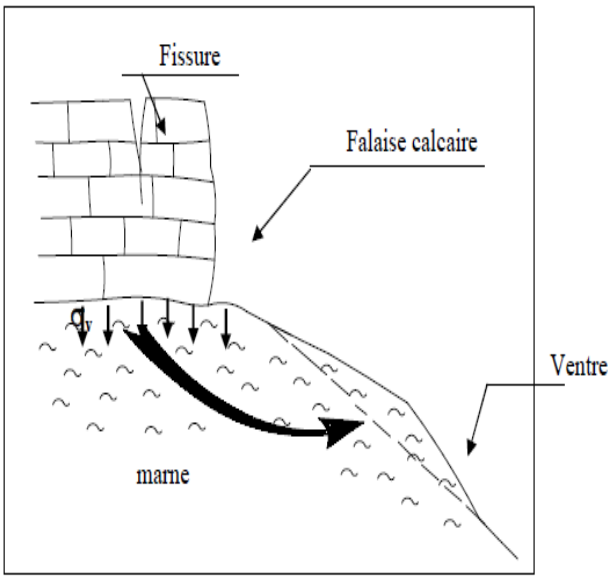



Figure I.7 : Phénomène de fluage [9]

**d) - la solifluxion :**

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

C'est un Phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repéré par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. Elle se produit essentiellement dans les pentes des sols argileux gonflants et rétractables (voire figure I.8).

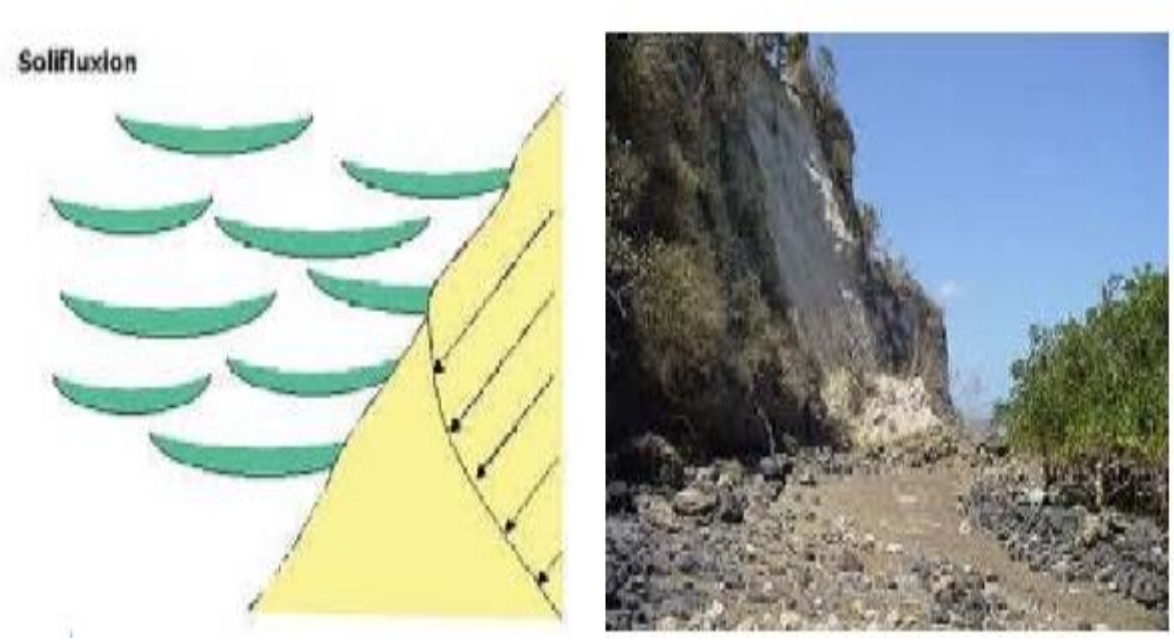



Figure I.8 : La solifluxion

**e) - Les phénomènes de gonflement – retrait**

Il se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. Des tassements peuvent également être observés dans d'autres types de sols (tourbe, vase, loess, sables liquéfiables, etc.) lors des variations de leur teneur en eau (voire figure I.9) [7]

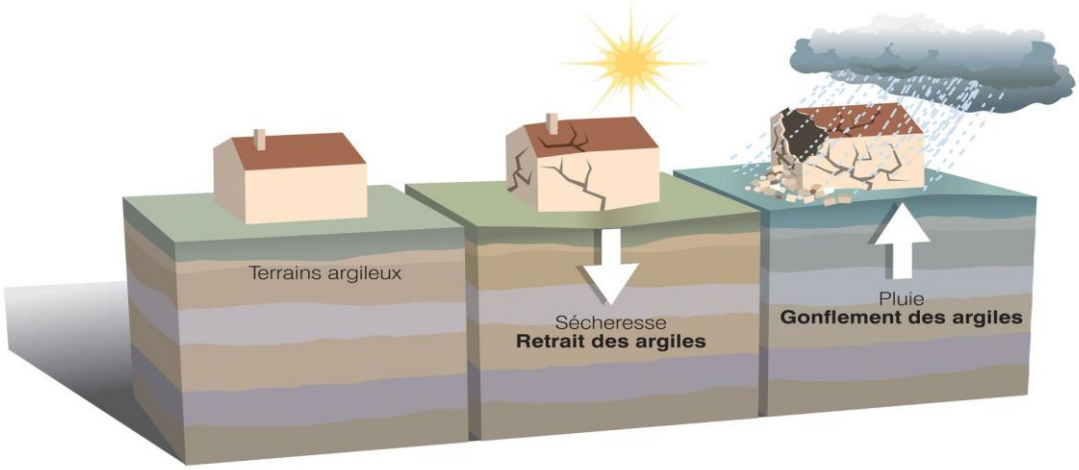



Figure I.9 : Les phénomènes de gonflement – retrait

**f) - Le fauchage :**

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

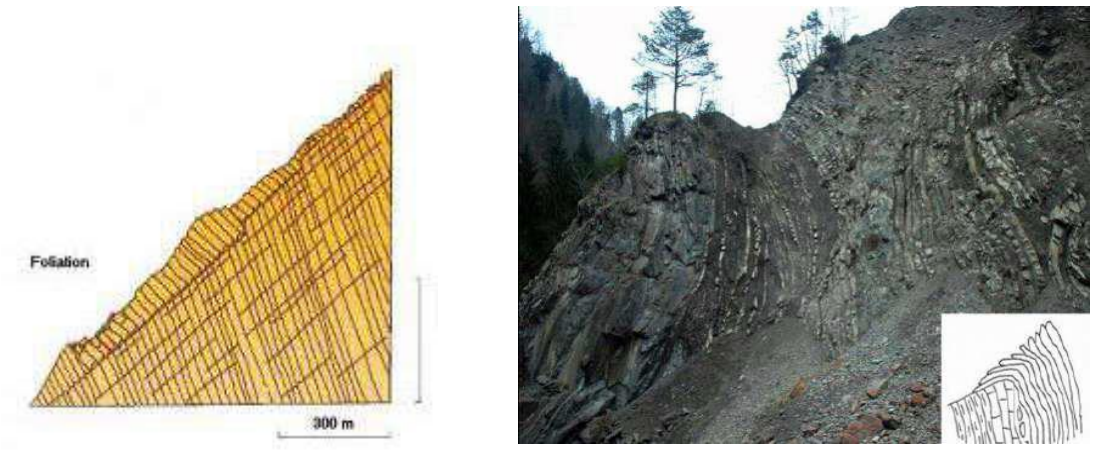



Figure I.10: Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques

## I.2.6. Typologie des mouvements de terrain :

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leurs dimensions, leur morphologie, leur pétrographie et leur évolution cinématique.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères qui sont : la morphologie, la cinématique et la vitesse du mouvement, la nature des matériaux et la cause de la rupture. De façon simplifiée, selon le mode de déplacement des matériaux sur les talus et versants. [8]

### I.2.7.Conditions de stabilité :

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de différents facteurs :

- sa géométrie,
- la résistance au cisaillement des sols ou des roches,
- les pressions de l'eau interstitielle,
- les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

## I.3 Glissement de terrain

### I.3.1. Définition d'un glissement de terrain :

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des Matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

- Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables : de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant. [9]

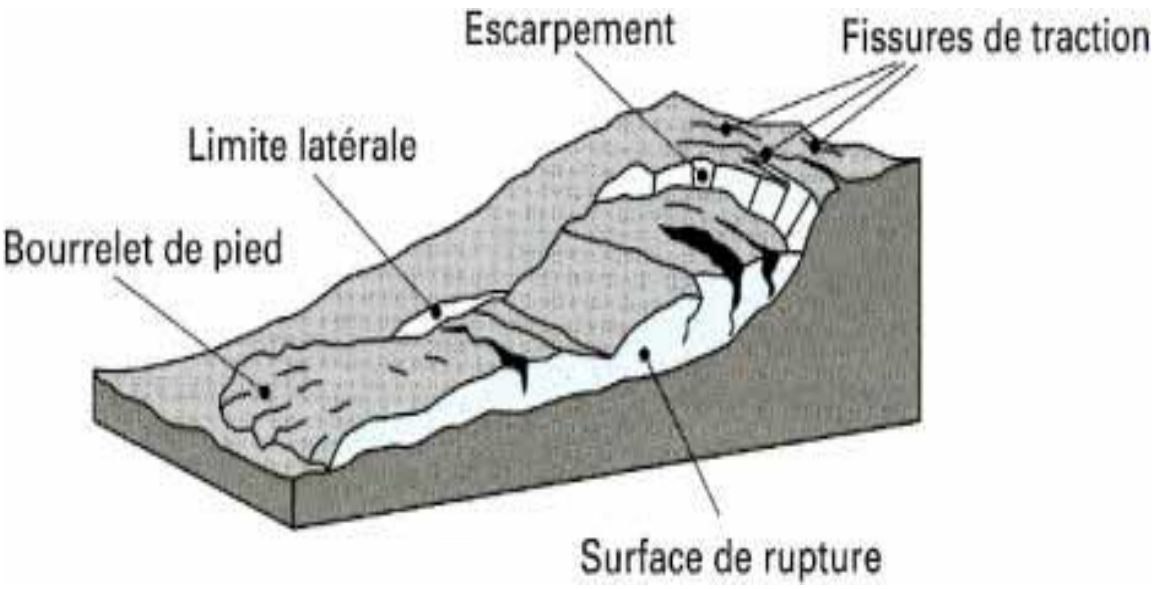



Figure I.11 – Principaux éléments de description d'un glissement de terrain



Figure I.12 glissement d'un terrain à Taiwan
[Source : https://chris-taiwan-news]

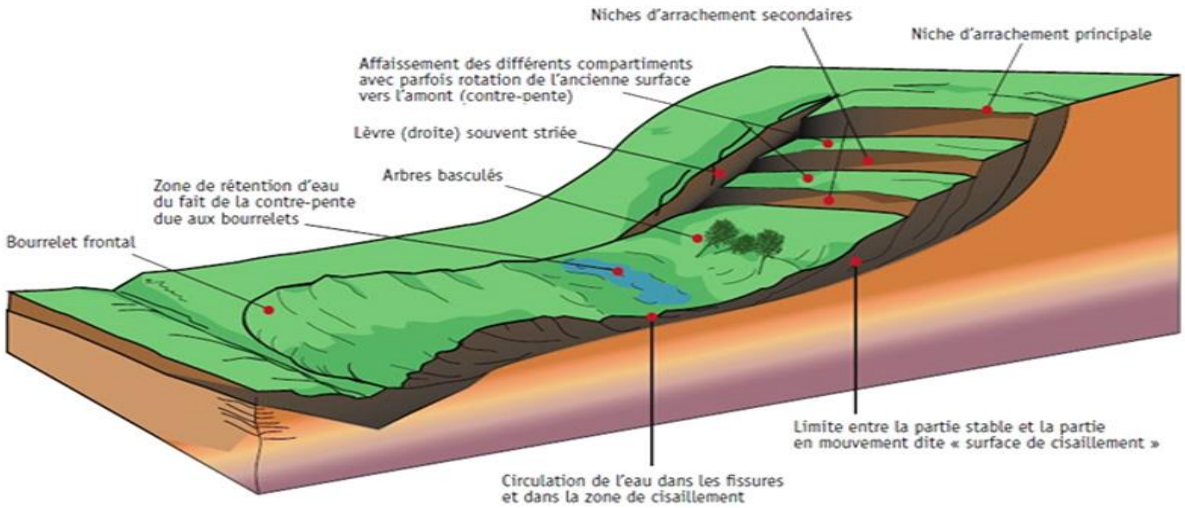



Figure I.13 – Schéma explicatif du phénomène Glissement de terrain

[Source : https://jdtechnologiesgroupe.fr]

## I.3.2 les caractéristiques d'un glissement de terrain:

L'ensemble des éléments morphologiques composant un glissement de terrain type comme suit :

- **Couronne :** Zone située au-dessus de l'escarpement principal.
- **Escarpement principal :** Surface inclinée ou verticale souvent concave.
- **Sommet** : Limite amont du glissement, point le plus élevé où le matériau glissé.
- **Tête** : Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire :** Cicatrice semblable à l'escarpement principal

- **Corps** : Partie du matériau glissée en amont du pied de la surface de glissement.
- **Pied :** Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.
- **Front :** Partie la plus aval du matériau glissé.
- **Surface de glissement :** Prolongation en profondeur de l'escarpement principal Au dessous de la masse glissée.
- **Pied de la surface de glissement** : L'intersection avale de la surface topographique initiale et la surface de glissement.
- **Matériau glissé** : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au- dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement** : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal.
- **Accumulation** : Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface topographique originale.

### I.3.3 Les types des glissements de terrain :

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, rotationnels simples , rotationnels complexes ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer quater types principaux de glissements :

**a) - Glissement plane (translatif)**

Lors d'un glissement plane, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

- Les glissement plane, ou la surface glissement est plane ( voir Figure I.14) . la ligne de rupture suite une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.[10]

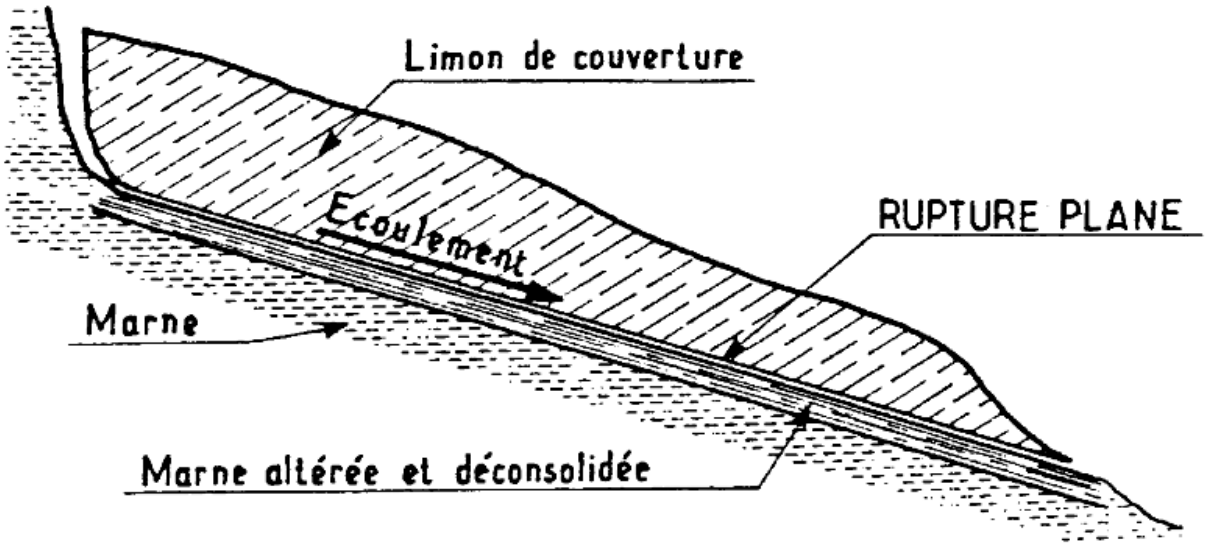



Figure I.14. Schéma descriptif d'un glissement plan [G. Philipponnat, 1987]

**b) - Glissements rotationnels simples :**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

- Glissements rotationnels simples , ou la surface de glissement et forme approximativement cylindrique ( voir Figure I.14) .[11]

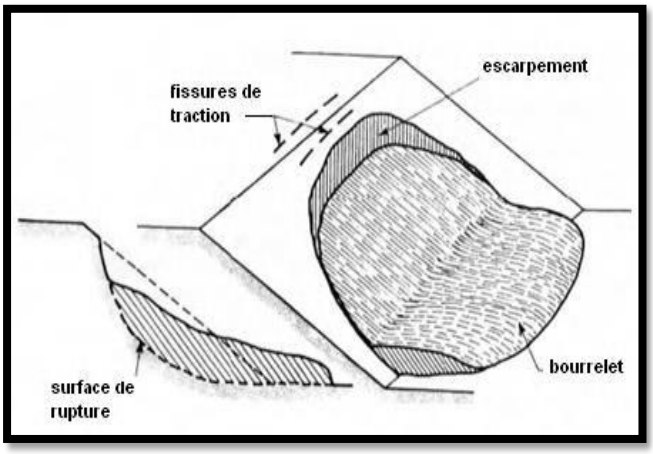



Figure I.15 **:** Eléments descriptifs d'un glissement . rotationnel [G. Philipponnat, 1987]

### c) Glissements rotationnels complexes

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont( voir Figure I.16)

- Glissements rotationnels complexe , qui se manifeste en générale sous forme de surface multiples dues a des glissements en chaine .[11]

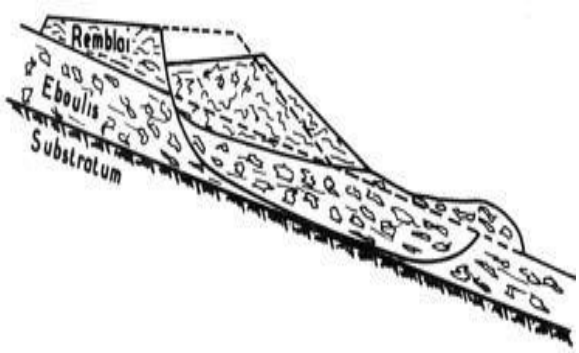



Figure I.16 **:** Glissement rotationnel complexe.

### d) - Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.

Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement provoquées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes.

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

## I.3.4. La classification du glissement de terrain :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. **[4]**

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

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

**Tableau I. 5.** Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK **[** guide technique LCPC France **]**

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

### a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface.

La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

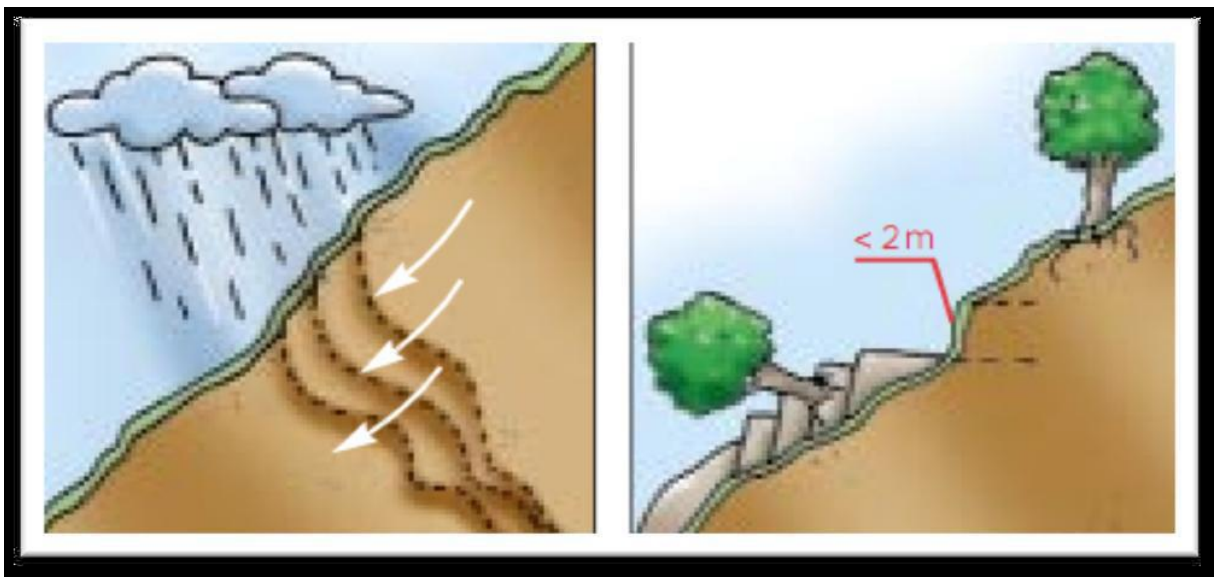



Figure I.17: Schémas Solifluxion, Glissement superficiel [ Source : www.sieng.ch]

**d) Glissement profond :**

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

## I.3.5. l'origine et les causes des glissements de terrain :

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs.

Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique. **[9]**

### I.3.5.1. Les causes augmentant les moments moteurs :

- Augmentation de la hauteur d'une pente.
- Enlever le sol au pied de la pente.
- Ajouter une charge au sommet.
- Abaisser le niveau d'eau à l'extérieur de la pente.
- Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.
- Augmentation du poids volumique par saturation.
- Séisme ou charge dynamique . **[9]**

### I.3.5.2. Les causes diminuant les moments résistants :

- Augmentation de la pression interstitielle.
- Liquéfaction des sols.
- Gonflement des sols et annulation de la succion.
- Altération lessivage.
- Rupture progressive (fluage). **[9]**

### I.3.5.3. Les causes naturelles :

Il y a plusieurs facteurs naturels qui peuvent causer des défaillances de pente, sont :

- Des précipitations intenses ou des dépôts de neige soulèveront la nappe phréatique;
- Diminuer la résistance du sol et augmenter le poids du matériau associé.
- Rapide fonte des neiges dans les montagnes - fonte rapide de la neige ajoute de l'eau au sol Masse sur les pentes.
- Fluctuation des niveaux d'eau due à l'action de la marée.

- Abaissement des niveaux d'eau dans les rivières, réservoirs, etc.
- Erosion due à un écoulement continu sur une pente. Le retrait de l'orteil
  Et support latéral d'une masse de sol par écoulement d'eau dans les ruisseaux, les rivières…etc.
- Action des vagues peut entraîner une instabilité de la masse du sol.
- Dépôt de sédiments lâches dans les zones delta.

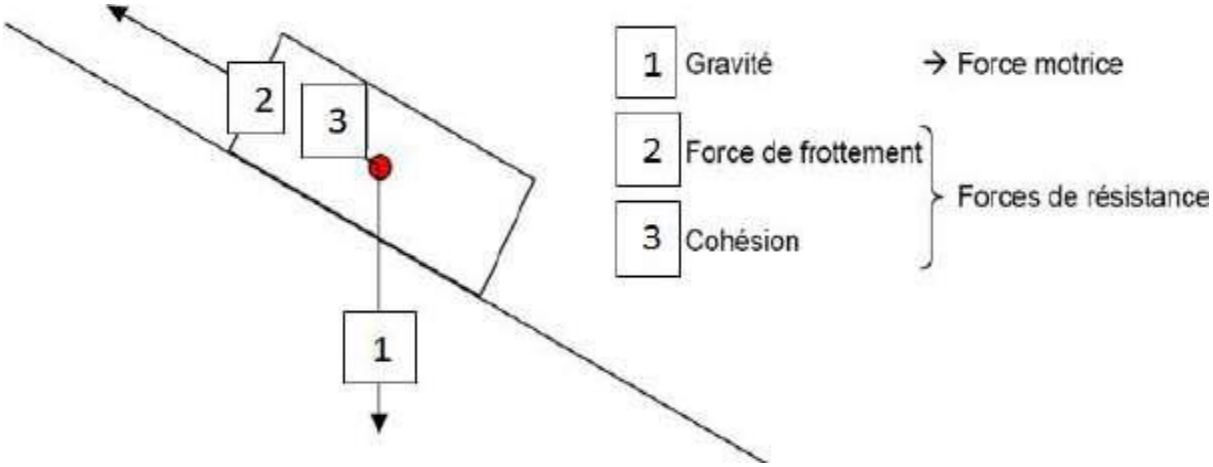



Figure I.18: Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol [Christian chapeau & Jean-Louis].

- Décomposition des roches
- Vibrations du sol créées lors des tremblements de terre.
- Activité volcanique - Dans les zones où existe un volcan existant, les dépôts de cendres volcaniques, sont sujets à l'érosion et soumis à des flux de boue en raison des Précipitations intenses. **[9]**

### I.3.5.4 . Les Causes humaines :

- Excavation de la pente ou de son orteil.
- Chargement de la pente ou de sa crête.
- Réduction (des réservoirs).
- Déboisement.
- Irrigation.
- Exploitation minière.
- Vibrations artificielles.
- Fuite d'eau des services publics. **[9]**

### I.3.5.5 . Les Causes géologiques :

- Matériaux faibles ou sensibles.
- Matériaux usés.
- Matériaux cisaillés, joints ou fissurés.
- Une discontinuité orientée vers l'orientation (literie, schistosité, faiblesse, discordance, contact, etc.)
- Contraste de la perméabilité et / ou de la rigidité des matériaux. [9]

### I.3.5.6 . Les Causes morphologiques :

- Le soulèvement tectonique ou volcanique.
- Rebondissement glaciaire.
- Érosion fluviale, ondulatoire ou glaciaire de la pente ou des marges latérales.
- Érosion souterraine (solution, tuyauterie).
- Déplacement de la pente de chargement ou de sa crête.
- Enlèvement de la végétation (par le feu, la sécheresse).
- Décongélation.
- Détérioration par congélation et décongélation.
- L'altération du rétrécissement et de la houle. [9]

## I.3.6 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains

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

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense, séisme,…etc.). [12]

### I.3.6.1 Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités. [13]

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau

sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

### I.3.6.2 Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (FS). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a une conservation de l'équilibre.

Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied. [14]

### I.3.6.3 La nature des terrains :

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente, la très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement, la prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

### I.3.6.4 Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

Suppression de la butée de pied de versant.

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

Par terrassement.

Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.

Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

Implantation des surcharges sur un versant.

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment

à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

#### I.3.6.5 Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

#### I.3.6.6 Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain.

Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

L'ancrage par les racines

Le drainage par évapotranspiration

La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous bois.

La protection contre l'érosion.

#### I.3.6.7 Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse

de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement

### I.3.7. Phases des glissements :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

#### I.3.7.1 Glissements de terrain actif :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toute foi difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses

plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations. [15].

### I.3.7.2 Glissements de terrain réactivés :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante. [15]

### I.3.7.3 Glissements de terrain inactifs :

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivision en quatre catégories:

- Glissements bloqués
- Glissements latents
- Glissements abandonnés
- Glissements stabilisés. [15]

## I.3.8 Vitesses de déplacement des glissements

Une pente naturelle connaît plusieurs périodes dans son évolution, [ Vaunat et al.(1994)] proposent de considérer quatre phases :

• pré-rupture

• rupture

• post-rupture

• réactivation [16]

### I.3.8.1 Pré-rupture

En phase de pré-rupture, deux situations sont susceptibles d'être observées : la première correspond à une absence d'évolution mesurable du massif, la seconde à l'existence de mouvements de faible amplitude, qui induisent une diminution progressive de la résistance moyenne des terrains. Ce phénomène est connu sous le nom de rupture progressive. Il a été décrit pour la première fois par [ Bjerrum (1967) ] :

• fluage d'une zone d'extension limitée sous l'action des contraintes de cisaillement,

• rupture localisée dans les zones amenées à l'état plastique par les déformations,

• extension progressive de la rupture vers les zones voisines.

### I.3.8.2 Rupture

La rupture, stricto sensu, correspond à la période, généralement de courte durée, pendant laquelle le massif connaît des déplacements importants.

Cette notion dépend du sens accordé au terme " déplacements importants :

les déformations admissibles d'un ouvrage porté par le massif en rupture peuvent, par exemple, permettre de la définir.

Au sens mécanique, une zone du massif de sol ou de roche est à la rupture lorsque l'état de contraintes atteint la résistance de pic.

Les vitesses de glissement atteintes lors de la rupture peuvent être très importantes et, en général, l'intervention pour stabiliser le massif a lieu après cette phase de mouvements très intenses. [16]

Lorsque les mouvements sont déclenchés par des séismes, on observe en général des vitesses élevées plusieurs heures après le passage de l'onde sismique.

Dans le cas où la modification de l'état de contraintes dans le massif est brutale et non contrôlée (lors de terrassements, par exemple), le phénomène se caractérise généralement par des mouvements importants de la pente, qui peuvent atteindre, en quelques heures, plusieurs dizaines de mètres selon le matériau constitutif.

Il s'agit d'une rupture généralisée. Les vitesses de mouvements iront par la suite en décroissant (en phase post-rupture) pour évoluer en fonction d'autres facteurs d'influence (hydrogéologie, géométrie).

### I.3.8.3 Post-rupture

La phase de post-rupture succède immédiatement à la phase de rupture.

Le cas de la post-rupture correspond au cas le plus couramment rencontré par le géotechnicien En effet, très souvent, il est amené à intervenir après que les mouvements les plus importants se sont produits.

Selon les types de phénomènes, les vitesses moyennes durant cette phase correspondent à celles présentées dans le tableau Il, dans les plages << très lente , à << très rapide "• en fonction des facteurs pluviométriques et géométriques. Les vitesses conditionnent les techniques de stabilisation réalisables : des drains ne pourront pas être installés dans un massif qui glisse de plusieurs dizaines de centimètres par mois.

Dans le cas d'instabilités qui affectent des colluvions argileuses, phénomènes fréquemment rencontrés en France, les mouvements se produisent en dehors des périodes sèches et les vitesses de déplacements présentent des pointes, qui peuvent atteindre plusieurs centimètres par jour et dont l'amplitude dépend de la durée et de l'importance des épisodes pluvieux antérieurs.

Les mouvements se produisent par à-coups successifs lors des remontées des pressions interstitielles. [16]

#### I.3.8.4 Réactivation

La réactivation désigne un mouvement qui se produit le long d'une surface de rupture créée lors de déplacements anciens et après qu'ils se sont arrêtés pendant une période de temps plus ou moins importante.

En l'absence de modifications géométriques, les réactivations de mouvements sont principalement liées à l'hydrogéologie du site Les manifestations qui en résultent peuvent varier sensiblement d'un site à l'autre :

c'est ainsi que l'on peut observer des déplacements annuels sur versants marneux de l'ordre du millimètre (site de Ville-au-Val, Meurthe-et-Moselle) ou supérieurs à 30 mm sur le site de Sallé des (Puy-de-Dôme). [13]

Lorsque des terrassements sont réalisés sur un site de glissement fossile, un suivi mouvements en surface ou en profondeur peut permettre de contrôler l'évolution de la déformation avant la réactivation, et d'arrêter éventuellement les terrassements pour éviter des désordres importants.

### I.3.9 L'eau et les risques de glissements de terrain:

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain oules éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles. [12]

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur;
- Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente.

Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques

mécaniques ;

Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain, la connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant.

Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage.

Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe, pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfait. [12]

## I.3.10 Glissements de terrain survenus en Algérie

### I.3.10.1 Introduction :

En Algérie, les zones soumises aux mouvements de terrain sont surtout l'Atlas tellien et de façon moindre l'Atlas saharien, en raison de l'existence de reliefs très contrastés, de terrains géologiques friables (argiles, flyschs, marnes, etc.) et de conditions climatiques rigoureuses.

### I.3.10.2 Le glissement de Constantine :

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte a l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville, soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15.000 habitations abritant une population estimée à 100.000 habitants.

Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques.

L'urbanisation parfois anarchique sur les versants a la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement a la vétuste du réseau d'alimentation en eau potable est a l'origine du phénomène .

### I.3.10.3 Glissement d'Ain-El-Hammam (Tizi Ouzou)

Le glissement de Ain El Hammam est localisé dans des terrains métamorphiques essentiellement schisteux et micacés. Le centre-ville de cette commune est affecté, depuis décembre 1969, par un glissement actif et étendu. Les réactivations du mouvement de terrain en 2009, 2012 et 2013 ont été marquées par une nette évolution en surface et en profondeur de la zone instable. Le versant affecté par le mouvement de terrain est incliné de 25°vers le Sud ; en outre il est situé sur une zone de moyenne sismicité.

Ce glissement de terrain complexe résulte de l'emboitement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture qui donnent au versant une allure en gradins. Il affecte une surface supérieure à 23.5 ha[ Djerbal et Melbouci, 2012]. La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre la tête et le pied est supérieure à 700 m et sa largeur au niveau du boulevard Colonel Amirouche est d'environ 590 m avec une dénivelée entre la tête et le pied du glissement d'environ 295 m (Figure I.19).




Figure I.19. : Les déformations dans la ville de Ain El Hammam.

### I.3.10.4 Le glissement de Bejaia

Comme le montre « Figure I.20», le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia .

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et degrés.



Figure I.20: Route affecté par le glissement à Bejaia.

## I.4.Conclusion :

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène, il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels que: le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,…. où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux….Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

# *Chapitre II*

# *Méthodes et logiciel de calcul*

## II .1. INTRODUCTION

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du FS et de repérer la surface de rupture relative la plus probable. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes les plus courantes utilisées, qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques.

## II .2. Facteurs de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité **Fs** par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre, MASEKANYA (2008]. En réalité, le calcul du facteur de sécurité est lié à celui de la stabilité. La surface de glissement déterminante, résultant d'essais, est celle qui fait paraître le plus petit facteur de sécurité. Il existe plusieurs façons de définir ce facteur de sécurité F**S**. Il peut être défini comme un rapport de contraintes, de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE (1973)

| Définition | formule |
|---|---|
| **Rapport de contraintes** | $Fs = \tau_{max}/\tau$ |
| **Rapport de forces** | $Fs = E_{résist}/E_{moteur}$ |
| **Rapport de moments** | $Fs = M_{résist}/ M_{moteur}$ |
| **Rapport de grandeurs** | Par exemple : $H/H_{max}$ |

Le facteur de sécurité a minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. De manière classique, dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

• si **Fs**< 1 : la rupture est inévitable.

• si **Fs** = 1 : le massif est en état d'équilibre.

• si **Fs**> 1 : le milieu est en équilibre et le massif est stable.

Mais, dans le cas des ouvrages importants où la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement

de 1.4 à 1.5.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de a requises pour certains ouvrages en fonction des risques.

Tableau II.2 : Facteurs de sécurité Fs recommandés selon les risques liés à l'ouvrage, ORTIGAO et al. [2004], cités dans un rapport du CSTC [2005]. [17]

| **Facteur de sécurité global** | | **Risques humains** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Négligeables | Moyens | Elèves |
| **Risques économiques** | Négligeables | 1.1 | 1.2 | 1.4 |
| | Moyens | 1.2 | 1.3 | 1.4 |
| | Elèves | 1.4 | 1.4 | 1.5 |

## II .3.Choix de la méthode de calcul

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite (supposant que la résistance au cisaillement le long de la surface est gouvernée par la relation de Mohr Coulomb) et méthodes des éléments finis (permettant de calculer les contraintes et déformations) bénéficiant d'une assise assez solide. Toutes ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations.

Dans le cas des méthodes d'équilibre limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement du sol et sur la géométrie du problème alors que dans celles des éléments finis, les hypothèses portent particulièrement sur les lois de comportement des sols et sur les conditions aux limites. Dans les méthodes d'équilibre limite également, le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable. L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie. [17]

### II .3.1. Les méthodes de calcul à la rupture :

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture ri. En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainé $\tau_{fu}$. Quand on connaît les pressions interstitielles,

la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation

$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$……( II.1 )

C'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale : c'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans le cas des réactivations, c'est l'angle de frottement résiduel qu'il faut prendre en compte.

Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées, car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables : mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Dans les sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Notons que dans de tels cas, le processus conduisant à la rupture est complexe et rend la sélection des paramètres de résistance difficile. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Les méthodes à l'équilibre limite ont été adaptées pour répondre aux besoins de la profession et prendre en compte, en particulier, la troisième dimension, des efforts dynamiques qui peuvent être importants en cas de séismes et des inclusions dans le cas de conforta-dons. Toutes ces méthodes à l'équilibre limite sont de type bloc rigide sur substratum rigide, sans considérations pour les mouvements internes aux blocs. Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0 et l'on peut parler d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite.

### II .3.2. Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive) et intéressent l'ensemble

du massif. Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

### II .3.3 Les méthodes énergétiques*:*

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.

Dans le cas où, au sein de la masse en mouvement, la pression interstitielle joue un grand rôle, on utilisera des approches initialement développées pour des problèmes de fluides avec des viscosités évolutives ou des approches basées sur l'observation. Le tableau ll relie les types de mouvements, le type de rupture et les méthodes à utiliser. Cet article ne traite que des méthodes à la rupture. Les méthodes volumiques et énergétiques seront présentées dans un prochain article.

Tableau II.3**:** Méthodes de calcul à utiliser

| | **Pré-rupture** | **Rupture** | **Post- rupture** | **Réactivation** |
|---|---|---|---|---|
| **Chute ou écroulement** | éléments finis si massif continu Éléments volumiques si massifs faillés | Sans objet | Méthodes énergétiques | Sans objet |
| **Glissement** | Éléments finis car ligne de rupture inconnue | Calcul à la rupture sur ligne de rupture supposée | Méthodes énergétiques | Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue |
| **Fluage** | Éléments finis | Sans objet | Sans objet | Éléments finis |
| **Coulée** | Éléments finis | Éléments finis | Éléments finis | Sans objet |

## II .4. Méthodes Calculs à la rupture

### II .4.1.Méthodes des blocs

Principes du calcul à la rupture **:**

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 plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes (on peut y rattacher la méthode du coin de Coulomb, vers 1780) et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Ceci est approprié pour les massifs rocheux et les argiles discontinues, quand on peut prévoir correctement la forme de rupture des blocs en fonction des matériaux : mais cela est aussi l'hypothèse forte des calculs à l'équilibre limite, qui distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture.
- les équations résolvantes sont les équations de la statique.

- le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple F constant partout). [18]

**a). Cas statiquement définis**

**-Rupture plane d'un talus :**

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné paramétré par l'angle $\alpha$ et l'on obtient la formule suivante , qui généralement surestime le coefficient de sécurité F.

$$\mathbf{F(\alpha) = \frac{(c'L + W \cos\alpha \tan\varphi')}{W \sin\alpha}} \quad \text{.....( II.2 )}$$

avec W poids de la masse en mouvement, $\alpha$, angle de la ligne de rupture sur l'horizontale , L longueur de la rupture, c' et $\varphi$' les paramètres de la loi de Coulomb du sol.W sin $\alpha$ est la force d'entraînement et c'L + W cos $\alpha$ tan $\varphi$' est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée x à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe .

On retient la ligne de rupture définie par α qui minimise F.

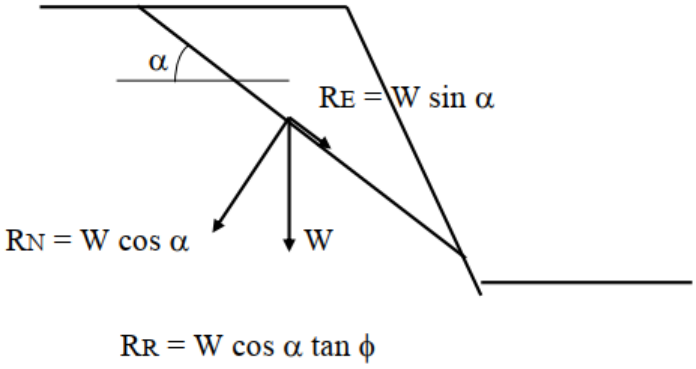



Figure II.1 : Schéma de rupture plane

Ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une égalité que l'on résout.

Décrire les différentes méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

**- Rupture plane d'une pente infinie :**

Le cas de la pente infinie permet de mettre facilement en évidence le rôle de l'eau.

Dans le cas d'une pente noyée avec un écoulement parallèle à la pente nous pouvons calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces soit par sa définition usuelle F = τmax / τ. Les deux approches sont formellement équivalentes.

Pour le bilan des forces s'appliquant à un volume V de sol nous avons les 4 forces suivantes°:

- Force de pesanteur = V γ' (il s'agit du poids déjaugé)
- Force d'entraînement le long de la pente = V γ' sin β
- Force d'écoulement dans le sens de l'écoulement et qui vaut i V γw avec i gradient hydraulique de l'écoulement parallèle à la pente , qui a pour valeur : (sin β )
- Force résistante = L (c' + (V γ'cos β) tan φ' / L)/F Ce qui donne en écrivant l'équilibre

$$\mathbf{F = \frac{(c' + h \cos \beta \gamma' \tan \varphi')}{(\gamma h \cos \beta \sin \beta)}}$$ [22] ……..……( II.3 )

Si on utilise la définition F = $\tau_{max}$ / τ, il faut se rappeler que le dénominateur correspond à la masse totale alors que le numérateur correspondant au frottement, est à exprimer

en contraintes effectives. Les deux approches conduisent à la même formule que l'on peut redévelopper en considérant un écoulement suivant la pente mais limité par un toit de nappe à une profondeur hw.

Dans ce cas la formule s'écrit alors :

**$F = ((\gamma\ h - \gamma_w\ (h - h_w)) / \gamma\ h)^* (\tan \varphi' / \tan \beta)$.**……..……( II.4 )

Il est facile de voir que si la nappe baisse, alors $h_w$ augmente, et F croit.

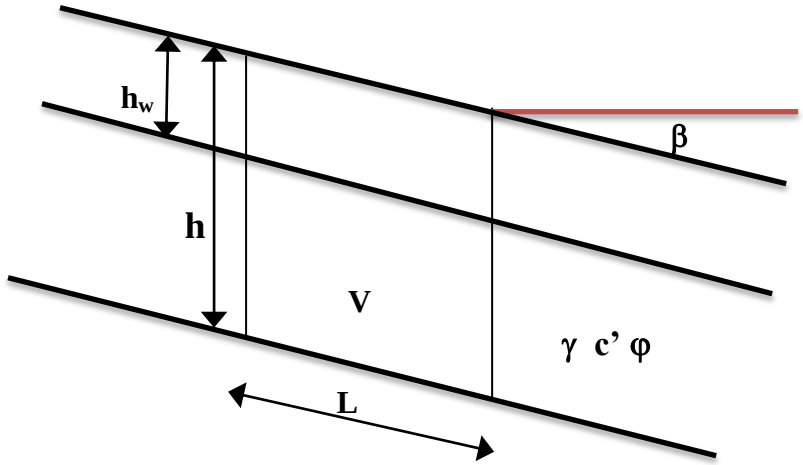



Figure II .2 : Schéma de rupture plane infinie

**b). Cas de deux blocs instables**

La rupture se fait selon deux plans. On distingue alors deux blocs dont le plan de contact est paramétré par l'angle δ. En faisant varier δ et en prenant pour inconnue auxiliaire la réaction interbloc à travers le plan de contact défini par d on peut résoudre pour un F unique pour toutes les interfaces entre blocs.

Dans le cas des barrages avec un noyau, un plan préférentiel BC de glissement existe et l'on peut admettre pour un calcul à court terme que la résistance au cisaillement sur ce plan de rupture est égale à cu. Par un procédé itératif de double descente, on peut trouver la position du point B et les valeurs optimales pour α et δ.

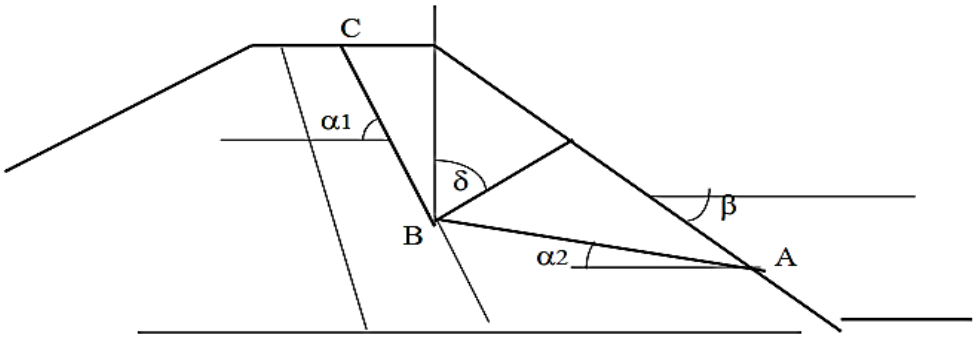


Figure II .3 : Schéma d'une rupture à deux blocs

Le cas d'une rupture dont une partie est linéaire peut se résoudre à la main, on a alors un glissement en translation avec deux partie terminales.

La fig. 4 est une schématisation d'un tel cas qui demande des hypothèses supplémentaires pour résoudre. Les interfaces entre blocs sont pris verticaux et on néglige les composantes verticales des efforts inter blocs. De plus l'usage de sols cohérents introduits des efforts normaux sur les interfaces correspondants. On peut donc mettre ainsi en évidence une procédure itérative simple pour résoudre facilement à la main. Cette approche peut aussi très simplement se résoudre graphiquement à l'aide de funiculaires de forces. [18]

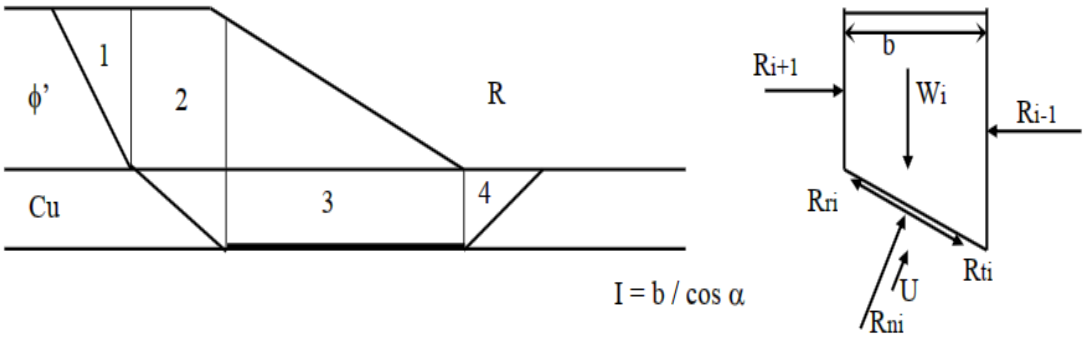



Figure II.4 : Schéma de rupture en translation.(4 blocs, équilibre d'un bloc)

### c) Cas statiquement indéfinis

**Equilibre de plusieurs blocs :**

Faire l'inventaire des inconnues est une bonne façon d'aborder le problème. Un bloc courant est soumis aux efforts transmis par ses interfaces. Chaque effort est représenté par un effort normal et un effort tangentiel en un point donné, ce qui fait trois inconnues par interface. Comptant les (n + (n-1)) interfaces cela fait 6n-3 inconnues auxquelles on doit rajouter 2n-1 coefficients de sécurité pour chaque interface car le jeux des blocs ne conduit pas tous les interfaces au même niveau de rupture. Soit 8n-4 inconnues. Les équations résolvantes sont 3n équations de la statique pour chacun des blocs et 2n-1 équations de type Coulomb pour chacun des interfaces. Soit 5n-1 équations. Pour résoudre il y a donc 3n-3 équations supplémentaires à définir.

On peut choisir que tous les coefficients de sécurité soient égaux, (2n-2 équations),
que les efforts interblocs s'appliquent au tiers des interfaces, (n-1 équations),
que le coefficient de sécurité à la base des blocs est différent de celui des interfaces,
(2n-3 équations) ou tout autre choix apportant au total les 3n-3 équations supplémentaires

et il faut ensuite résoudre. Comme à l'époque où se sont développées ces méthodes, la résolution des systèmes linéaires se faisait avec des procédures itératives plusieurs méthodes ont été proposées essayant de tourner la difficulté posée par F intervenant au dénominateur.

La méthode de Sarma (Sarma, 1979) est une méthode astucieuse de résolution.

Ce dernier simplifie la procédure de résolution en prenant une inconnue auxiliaire k, une accélération que l'on identifiera à un effet sismique. k apparaît au numérateur alors que le F du dénominateur est devenu une constante. La résolution en k est assez simple. En faisant varier F on trouve la valeur cherchée du coefficient de sécurité statique lorsque k=0.

Pour F=1 on a ainsi l'accélération critique, et po k=0 le coefficient statique. [18]

## II .4.2.La méthode des tranches :

Ces méthodes des tranches ont été développées dans les années 1950 et 1960 pour développer la stabilité des pentes qui correspondent mieux aux cas réels : des massifs hétérogènes, la présence d'eau en écoulement, des géométries de terrain très variées, des limites de couches et des surfaces de glissement quelconques et des surcharges de différentes natures.

La résolution des équations d'équilibre nécessitant de formuler des hypothèses simplificatrices, il y a autant de méthodes de tranches que d'amenas. Le principe de base de ces méthodes est que la stabilité est en fonction des contraintes agissant sur une surface de glissement potentielle, et que ces contraintes sont essentiellement proportionnelles au poids des tares en dessous de la surface de glissement. 11 est ainsi proposé de découper massif en des tranches verticales de faibles largeurs, de calculer les forces qui y règnent et d'utiliser ce résultat pour évaluer la sécurité globale au glissement. Une tranche délimite tient une portion homogène de la surface de glissement le long de laquelle il est admis des paramètres de résistance constants. [19]

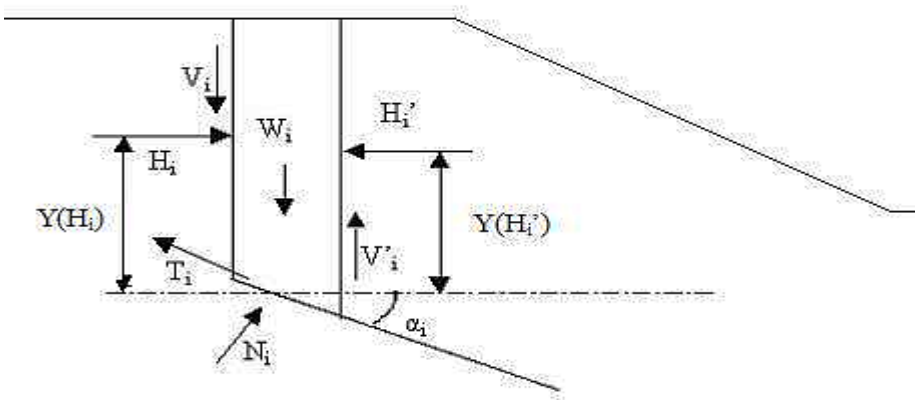



Figure II .5 : les inconnues d'une méthode des tranches. [19]

### II .4.2.1. Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche

Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues), les forces à la base mais centrées (2n inconnues), et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n + 1 inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit 3(n -1) équations, l'équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi **n** équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n + 3 équations.

Il manque n - 2 équations pour résoudre. Le choix de ces n - 2 équations différencie les méthodes. [18]

Les principales méthodes, les plus largement utilisées, ont été proposées par :

• W. Fellenius en 1948, cette méthode étant aussi appelée méthode ordinaire ou « méthode suédoise » ;

• N. Janbu en 1954 ;

• A.W. Bishop en 1955 ;

• N.R. Morgenstern et V.E. Price en 1965.

Si la surface de glissement est prétenue par les conditions géologiques (existence d'une couche rocheuse à faible profondeur ou d'une couche dont la résistance au cisaillement est particulièrement faible), ou si la surface de glissement est connue a priori (par exemple dans le cas d'un glissement préexistant), la géométrie du glissement pour le calcul est également définie. Cependant, ce n'est pas le cas le plus courant.

Si la première des hypothèses principales est facilement défendable (largeur des ranches faible), la seconde l'est moins (coefficient de sécurité constant partout). En effet, l'état de contrainte réel dans une pente naturelle est très complet. La probabilité qu'en chaque point d'un potentiel mécanisme plastique et état se trouve à la même distance de la mine (donne que le facteur de sécurité local soit partout dans la mine) est faible. On observe d'ailleurs souvent des pentes dont la plastification est seulement partielle; dans ce cas, le facteur de sécurité vaut 1 dans la zone plastifie et est supérieur à 1 en dehors.

II est clair que plus l'ensemble de la pente convergent vers un mécanisme de ruine, et plus ces facteurs de sécurité convergent vers la même valeur, soit1. [17]

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport a la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en (n) tranches verticales juxtaposées de faible (pais-seur).

Chaque tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- son poids propre $\overrightarrow{Wi}$ (sol et eau) ;
- les forces de réaction du sol de composantes tangentielle $\overrightarrow{Ti}$ et normale $\overrightarrow{Ni}$
- les efforts inter-tranches $\overrightarrow{Fi-1}$ et $\overrightarrow{Fi}$ s'appliquant sur les faces latérales.

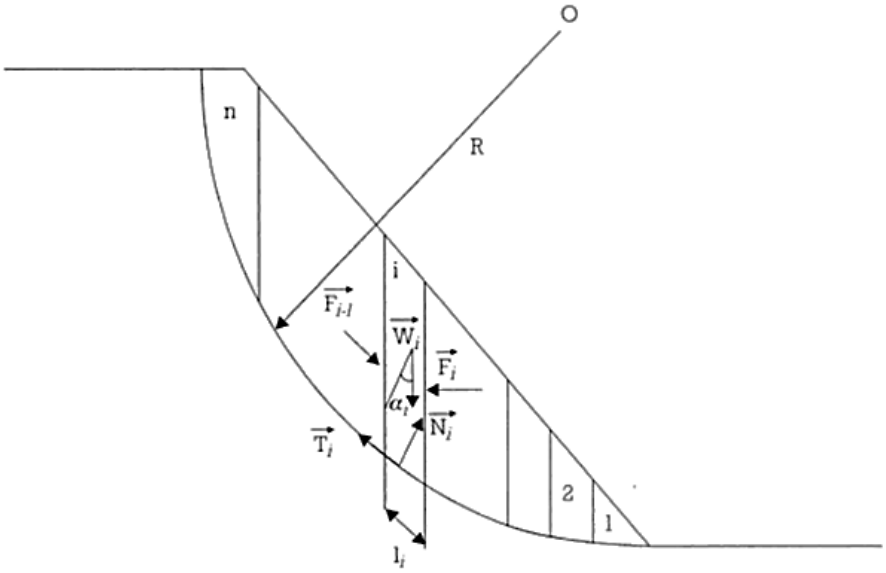



Figure II.6: Diagramme des fortes agissant sur tine tranche.

Soit **Ip**, la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre (i) que nous considérons.

La résolution analytique des équations d'équilibre n'est facile qu'en adoptant des hypothèses simplicatives sur les efforts inter-tranches.

- FELLENIUS propose $\overrightarrow{Fi}$ = $\overrightarrow{Fi-1}$

– BISHOP, quant à lui, prend seulement pour nulle la résultante des projections sur la verticale des forces inter-tranches $\overrightarrow{Fi}$.

Dans la méthode de FELLENIUS, que nous retiendrons par la suite, l'effort normal résultant de Vachon de la tranche sur la portion 1, se ramène à la composante normale de son poids $\overrightarrow{Wi}$ à laquelle se soustrait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle.

La loi de Coulomb stipule, dans ces conditions, qu'à Ia rupture, Ia force limite mobilisable (tangentielle) de résistance au cisaillement s'exprime pour la tranche j, sous la forme :

(1) (T). mobilisable = Ci Ii+ (W**i** cos **αi** –**ui Ii**) tg **ϕi**

avec :

**Ci** Cohésion du sol à la surface de rupture ;

**Φi** angle de frottement interne du même sol ;

**ui** pression interstitielle régnant à la base de la tranche

et ou : le terme (Ci Ii) représente la part due à la cohésion

Le terme (**Wi** cos ϕ – **ui Ii**) tgϕ۽ représente la part due au frottement.

Dès lors, et compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, il existe un équilibre limite global en termes de moments résultants par rapport au centre (0) du cercle de rupture de rayon R :

(Σ M'résistant)=Fx (Σ M'moteur)

Ou **F** est le coefficient de sécurité pour ce cercle - coefficient qui permet finalement d'apprécier la marge de sécurité existant entre le moment résistant mobilisable et le moment moteur effectivement appliqué, est-a-dire entre L'équilibre limite et I 'équilibre actuel.

Or :

Σ M'moteur =$\sum_{i=1}^{n} RW_i \sin\alpha_i = R\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i$

Σ M'résistant = $\sum_{i=1}^{n} R\,[C_i \times l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i)\,\mathrm{tg}\varphi]$

Et d'après (1) :

On en déduit la valeur de F pour le cercle testi :

$$\boldsymbol{F = \frac{\sum_{i=1}^{n}[C_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i) tg\varphi]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}} \quad \text{.....( II.5 )}$$

Remarque : si le cercle teste ne conceme qu'une seule couche de sol (ex : cercle dans le corps d'un remblai homogène), on a de plus C1 = C = constante et **ϕi** = **ϕ** = constante et F s'écrit :

$$\boldsymbol{F = \frac{Cl + (tg\varphi \sum_{i=1}^{n}[(W_i \cos\alpha_i - u_i l_i)]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}} \quad \text{.....( II.6 )}$$

Grâce aux nombreuses hypothèses simplificatrices introduites, on s'aperçoit que le calcul de la stabilité, par la méthode des tranches de FELLENIUS, ne s'avère pas vraiment complexe sur le plan analytique.

II apparait, par contre, fastidieux puisqu'il doit être répété pour une série de cercles de glissement jusqu'a trouver le cercle de coefficient de sécurité le plus faible - dit le cercle critique.

Aujourd'hui, grâce aux outils informatiques, cette difficulté tombe d'elle-même dans la mesure où les ordinateurs, de plus en plus rapides, sont, par nature, capables de conduire aisément de tels calculs itératifs. Aussi, de nombreux logiciels compétitifs, conçus sur la base de ces méthodes simplifiées de calcul (FELLENIUS et BISHOP), existent, de nos jours, sur la marche. Pour l'étude de stabilité des petits barrages en terre et, sauf

cas particulier, on pourra donc faire appel a ces logiciels de calcul. [20]

### a) Méthode de Fellenius

La méthode la plus ancienne et la plus simple est celle de Fellenius. Elle est aussi appelée « méthode des tranches ordinaires » (OMS, Ordinary Méthode of Slices) ou « méthode suédoise ». Le facteur de sécurité est relativement similaire à celui de Bishop et de Janbu :

$$F_S \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c_i'\Delta x_i}{\cos\alpha_i}+\left(W_i\cos\alpha_i-u_i\frac{\Delta x_i}{\cos\alpha_i}\right)tan\phi_i'\right]}{\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\alpha_i} \quad \text{.....( II.7 )}$$

Cette méthode, développée surtout pour des calculs aisés à la main, ne devrait plus l'être, alors que le recours à l'ordinateur permet l'utilisation de méthodes plus rigoureuses. [20]

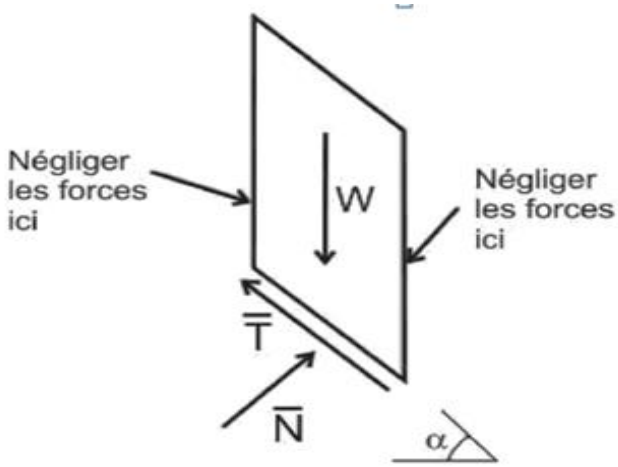



Figure II.7: Forces considérées sur une tranche par la méthode de FELLENIUS (1927). [17]

### b) Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige plus les forces horizontales intertranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

**F**Bish = (Σ(c'b + (W - ub) tanϕ ')/(cos α) (1 + tanα tan ϕ'/F )) /(Σ W sin α)

En explicitant l'expression de la contrainte à la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ; de même, le terme (1 + tanα tan ϕ'/F) peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Fellenius est en général la référence choisie. Mais il en résulte qu'il y a plusieurs façons de programmer la méthode de Bishop et que certains résultats, par exemple quand le talus est immergé, peuvent différer considérablement suivant la programmation utilisée. Pour maîtriser la méthode de Bishop, il faut donc connaître les tests cachés dans sa programmation. [18]

c) **Méthode de Morgenstern et Price**

d) **Méthodes globales**

e) **Méthodes graphiques**

f) **Méthode de Bell (1969)**

g) **Méthode des perturbations**

### II .4.3. Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres.

De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données (Magnan et al., 1998) pour être vraiment opérationnels. La mise en œuvre d'une méthode de Monte-Carlo (Chiasson et al., 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif, de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité.

La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent (Pham, 1993), leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire.

### II .4.4. Méthodes en trois dimensions

Azouz et Baligh (1983) ont montré que l'influence de la troisième dimension est en général faible, et ce travail supplémentaire n'a de sens que pour des études de fondations sur pentes. Gens et al. (1988) montrent cependant que l'erreur peut atteindre 30 % pour les sols cohérents. Le développement d'outil d'utilisation facile devrait permettre de mieux situer la place de ces méthodes dans la boîte à outil de l'ingénieur .

a) **Équilibre de blocs en trois dimensions**

b) **Méthodes des colonnes**

c) **Extension d'une méthode globale**

## II .5. Choix de logiciel :

En génie civil et en géotechnique, on utilise souvent des programmes de modélisation et d'analyse géotechnique pour l'analyse et la conception des structures, des sols et des terrains. Ces logiciels visent à fournir des solutions avancées aux ingénieurs et concepteurs pour les aider à comprendre le comportement des matériaux et des structures sous différentes charges.

ces logiciels sont des outils indispensables pour les ingénieurs géotechniciens, leur permettant de modéliser, d'analyser et de prendre des décisions éclairées concernant la stabilité des structures dans divers environnements géologiques et conditions de chargement. Les ingénieurs géotechniciens ont besoin de ces logiciels pour modéliser, analyser et prendre des décisions éclairées sur la stabilité des structures dans différents environnements géologiques et conditions de chargement.

Parmi ces programmes, on peut citer ceux-ci :

**TALREN** :Pour ce qui est du logiciel TALREN, il s'agit d'un programme spécialisé dans l'analyse et la conception des pentes et des sols. Talren est utilisé pour estimer la stabilité des terrains, analyser les glissements de terrain, l'érosion et d'autres impacts géotechniques sur les infrastructures.

**PLAXIS** : Utilisé pour l'analyse des sols et l'interaction avec les structures de fondation, les planchers et les murs de soutènement, il offre des outils avancés pour modéliser les aspects dynamiques et statiques des matériaux et des structures.

**GeoStudio** : GeoStudio offre une suite logicielle intégrée pour modéliser et analyser les problèmes géotechniques, permettant aux ingénieurs d'évaluer rapidement et précisément les risques et de concevoir des solutions robustes.

**CSI Bridge** : Axé sur l'analyse et la conception de ponts, avec des capacités d'analyse des sols et d'interaction avec les structures de support.

Nous avons plusieurs raisons pour lesquelles nous avons choisi Talren plutôt que d'autres programmes dans le domaine de l'ingénierie géotechnique :

**Spécialisation en stabilité des pentes** : Talren est spécifiquement conçu pour analyser la stabilité des pentes et des structures géotechniques, ce qui en fait un choix idéal pour notre étude où cette considération est critique.

**Interface conviviale** : Talren offre une interface conviviale qui permet aux utilisateurs de modéliser facilement des situations complexes et d'interpréter les résultats de manière intuitive.

**Fiabilité et validation** : Talren est un logiciel largement utilisé et reconnu dans l'industrie géotechnique, avec une solide réputation de fiabilité et de précision dans ses résultats.

## II .6. Calcul de la stabilité par logiciel

L'ingénieur choisit l'outil de calcul qui lui paraît adapté ; il opère seul la modélisation de l'objet réel (processus de réduction d'un objet réel à un objet virtuel simple) ; il décide seul de prendre en compte le résultat obtenu sur l'objet virtuel simple pour définir le comportement de l'objet réel

## II .7. Présentation du logiciel TARLEN 04

Talren 4 "Talus Renforcés", est un logiciel développé par TERRASOL, bureau d'ingénieur-conseil en géotechnique, permet de vérifier la stabilité des ouvrages géotechniques (pentes naturels et talus artificiels), avec ou sans renforcement.

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des sols et de déterminer la surface de rupture potentielle au niveau de cercle critique et calculer le coefficient de sécurité, avec prise en compte de différents types de renforcement : (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement)

Le logiciel Talren 4 permet d'étudier les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais (talus), les ouvrages en terre et les digues et d'estimer la poussée et de la buté des terres. En prenant en compte les différents types de renforcements (Talren). Les principaux types de données que ce logiciel peut prendre en compte sont :

- ✓ La géométrie (qui peut être complexe) ;
- ✓ Les caractéristiques de sol ;
- ✓ Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels)
- ✓ Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons)
- ✓ Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupturepolygonale)
- ✓ Les accélérations sismiques (horizontale K h et verticale Kv)
- ✓ Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partielsde sécurité / pondération)
- ✓ Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : perturbations, méthode de calcul à la rupture).
- ✓ Données obligatoires : $\gamma$, $\varphi$, c, $\Delta$c.

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

- Fellenius
- Bishop
- Perturbations
- Calcul à la rupture

## II .8. Gestion du phasage :

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 d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,
- Modification de certaines caractéristiques de sols,
- Modification des conditions hydrauliques.
- Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'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.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.

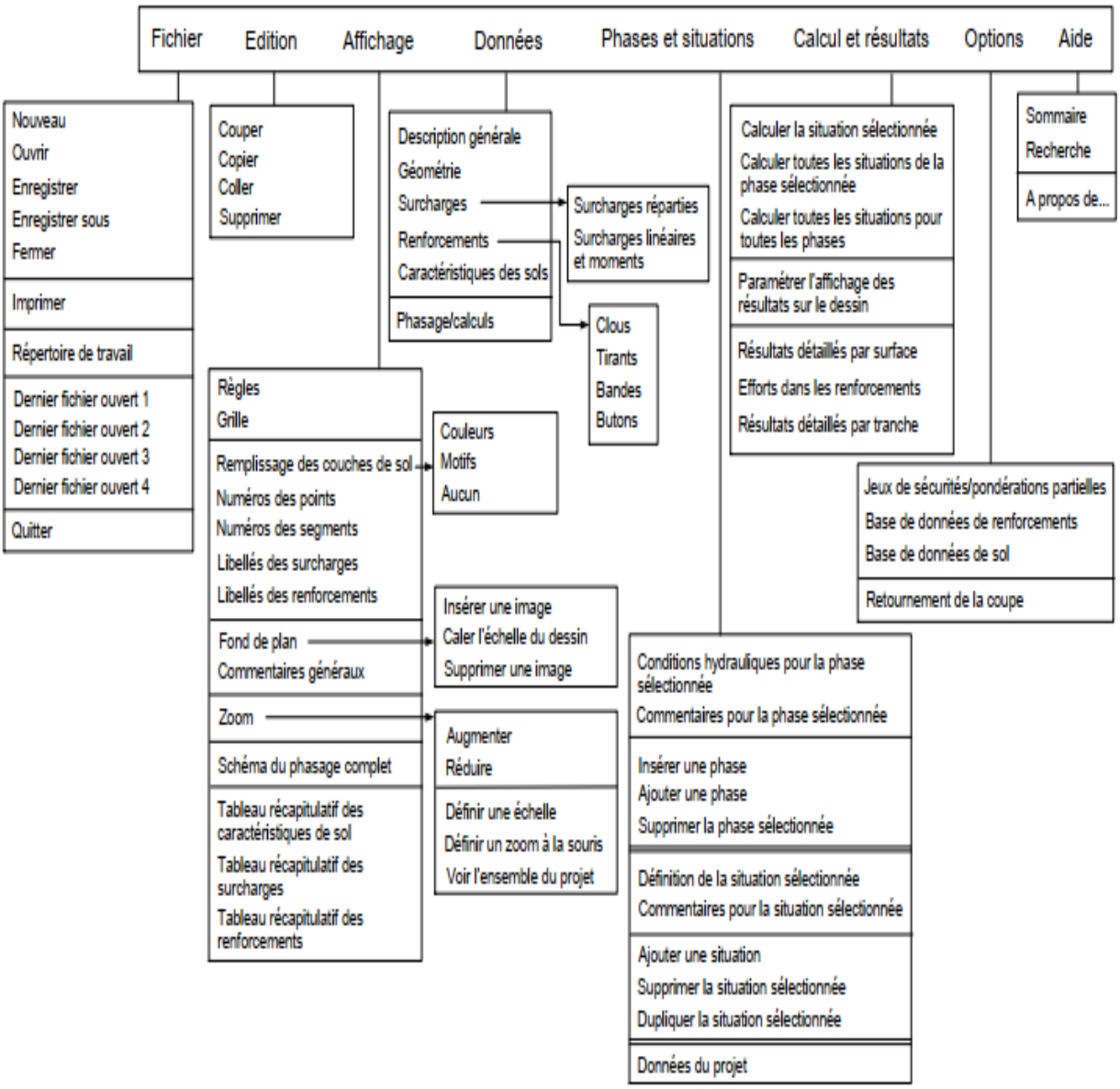



Figure II 8 : le menu principal

## II .8. Conclusion

➢ les logiciels de modélisation et d'analyse géotechnique, comme le logiciel Talren, ont un rôle essentiel dans l'étude et la conception des structures. Leur capacité à simuler les comportements complexes du sol permet aux ingénieurs et aux concepteurs de prendre des décisions éclairées, d'optimiser les conceptions et d'assurer la sécurité des projets.

➢ Ces outils sophistiqués permettent d'anticiper de manière plus efficace les défis géotechniques et de proposer des solutions novatrices pour des constructions durables et fiables. Grâce à l'investissement dans ces technologies et à la maîtrise de leur utilisation, nous pouvons avancer vers un avenir où les infrastructures seront non seulement solides, mais aussi adaptées aux exigences changeantes de notre milieu.

➢ Il est important de noter que différentes méthodes de calcul de la stabilité des talus sont disponibles, chacune avec ses propres avantages et limites. Voici quelques points clés à retenir :

1. Les méthodes de calcul à la rupture

Méthodes des blocs

La méthode des tranches : (Nous mentionnons la méthode de Fellenius et Méthode de Morgenstern et Price et Méthode Bishop …..)

2. Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)
3. Les méthodes énergétiques

La sélection de la méthode de calcul pour évaluer la stabilité des talus revêt une importance capitale afin d'assurer la sécurité et la durabilité des infrastructures édifiées sur ces pentes. Il n'existe pas de méthode universelle qui convienne à tous les scénarios, car chaque site présente des conditions géologiques et géotechniques uniques.

le choix de la méthode de calcul de la stabilité d'un talus dépendra de divers facteurs, tels que la disponibilité des données, la complexité du site et les ressources disponibles. Dans de nombreux cas, une approche combinant différentes méthodes peut être la plus appropriée pour obtenir une évaluation précise de la stabilité du talus.

❖ En somme, il est essentiel de faire un choix avisé de la méthode de calcul de la stabilité des talus lors de la conception et de la gestion des infrastructures, car cela garantit la sécurité et la fiabilité à long terme des projets de génie civil

# *Chapitre III*

# *Présentation du site et données géotechniques*

## III.1. Introduction

Dans tout projet de construction, une compagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire. Elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des matériaux du sol, profondeur des couches, niveau de la nappe,...), et de déterminer certains paramètres décrivant le comportement mécanique du sol (résistance, déformation...).Ces paramètres servant à la conception et au calcul des ouvrages géotechniques. Ce chapitre présente l'étude géotechnique, géologique et hydrogéologique du glissement de terrain au niveau de la route nationale 18 au PK 43+400 qui se situe à la sortie Sud-Ouest de la ville de Médéa, en allant vers KhemisMéliana, dans la commune de Harbil.

## III.2. Localisation générale

La wilaya de Médéa se situe dans la région Centre de l'Algérie, sa limite Nord est à environ 70 km au Sud d'Alger, Elle se situe sur l'Atlas Tellien qui est limitée par :

- Au Nord par la wilaya de Blida ;
- Au Sud par la Wilaya de Djelfa ;
- A l'Ouest par Wilaya d'Ain Defla ;
- Et à l'Est par la wilaya de Bouira

La zone d'étude se situe à la sortie Sud-Ouest de la ville de Médéa au PK43+400 de la RN18, en allant vers Khemis Méliana, dans la commune de Harbil. La figure 1 « Google », présente le tronçon de la RN18.




Figure III .1 : photo satellite ‘‘Google earth’’.

d'après Le rapport topographique concerne le glissement sur RN18 au PK43+400 ,
les coordonnées GPS (système UTM fuseaux horaire 31S) du site d'étude sont les suivantes :

Tableau III.1: Coordonnée de navigation système UTM (31S).

| RN 18 | Stations | X | Y | Z |
|---|---|---|---|---|
| PK43+400 | **ST01** | **N36 13.924** | **E2 39.458** | **601 m** |
| | **ST02** | **N36 13.898** | **E2 39.385** | **595 m** |



Figure III.2 : Localisation du projet PK43+400 de la RN18

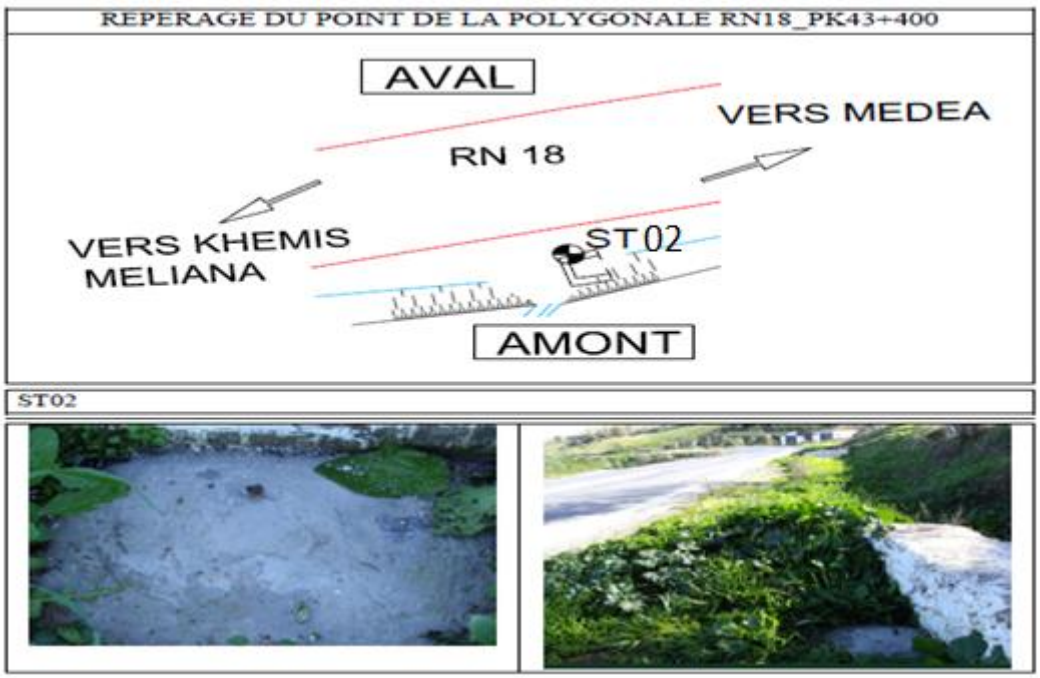



Figure III.3 : un stations topographique ST 02

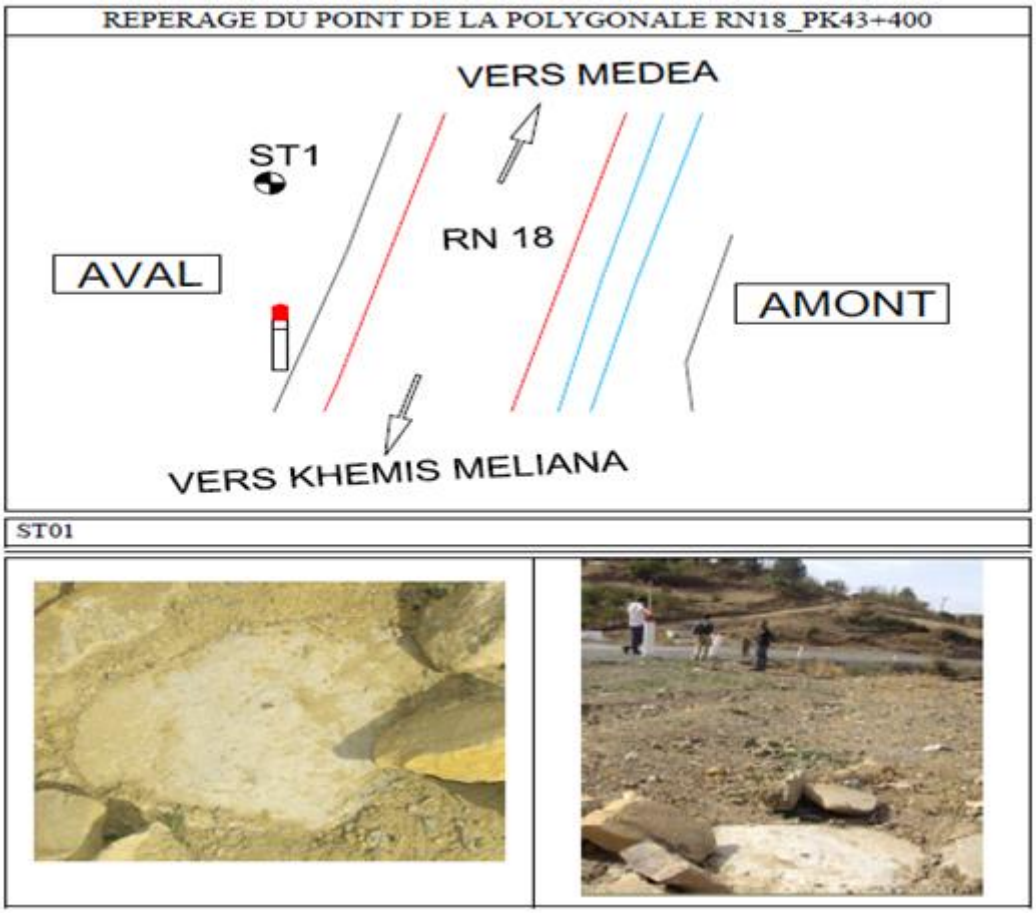



Figure III.4 : un stations topographique ST 01

## III.3. Climat de la région Médéa:

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres Son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Ben chicao) Sa position sur les monts de l'Atlas tellien Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de I' Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été.

Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée jusqu'à 800mm par an, particulièrement en décembre, janvier et février.

Les températures hivernales sont de quelques degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m.

## III .4. Sismicité :

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont en fonction de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

- **Zone 0** sismicité négligeable
- **Zone I** sismicité faible
- **Zone II a** sismicités moyenne
- **Zone II b** sismicités moyenne
- **Zone III** forte sismicité

Ces zonalités sont représentées sur (la Figure II .5 ) "la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA99 (version 2003) donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes». Nousremarquons que la région de Médéa, comprenant le site étudié, se trouve dans la "Zone II a desismicité moyenne". Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone varie, d'après R.P.A. 99 (version 2003), de 0,10 et 0,25 selon le groupe d'usage du bâtiment .

Tableau III-2: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003). [21]

| | Zone | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Groupe** | **I** | **IIa** | **IIb** | **III** |
| **1A** | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| **1B** | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| **2** | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| **3** | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

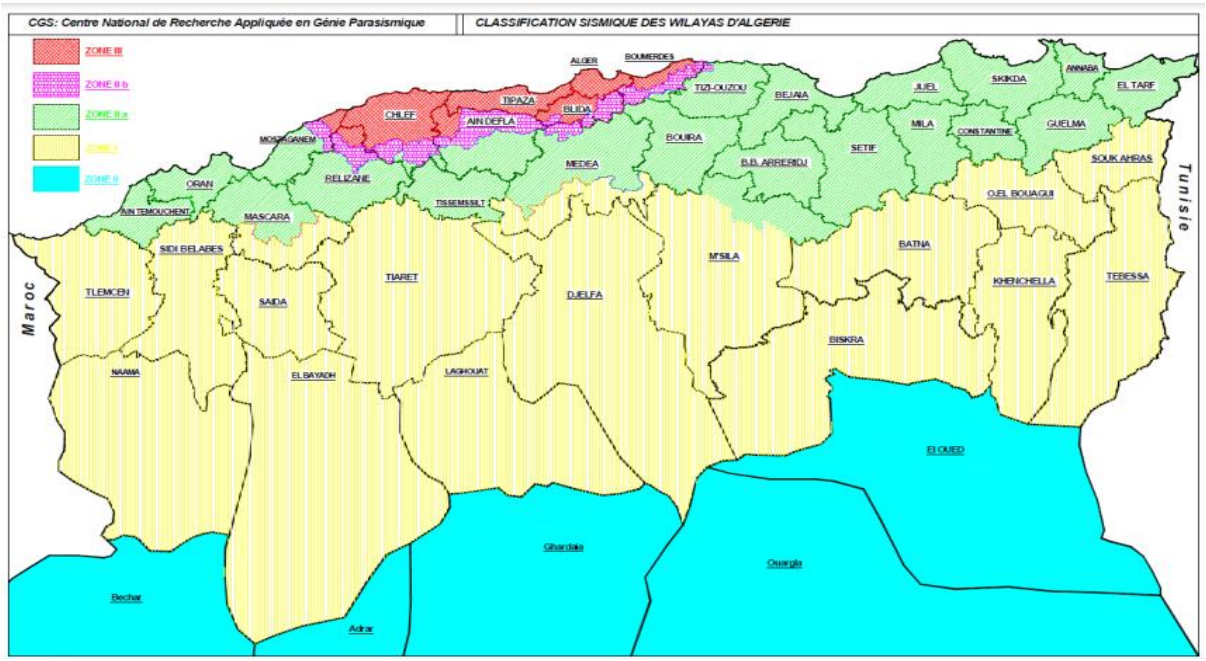



Figure III .5 : Zones sismiques Algériennes « selon RPA 99/ Version 2003 »

## III .5. Aperçu géologique régional :

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien. Les principales formations géologiques rencontrées dans la région appartiennent au Crétacé et au Miocène. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie Nord de la wilaya, les dépôts néogènes et quaternaires sont développés sur tout le territoire de la wilaya.

- Les formations du crétacé sont représentées par des schistes argilo-siliceux, des argilites, des alternances de marnes compactes et calcaires.
- Les formations néogènes sont représentées par les argiles marneuses, calcaires, grès, Conglomérats.
- Les dépôts quaternaires sont représentés par des éboulis de pentes, limons, sables limoneux.

## III .6. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaitre l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines. Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques.

Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

## III .7. Aperçu géomorphologique régional

### a) Relief

La wilaya de Médéa est caractérisée par un relief très accidenté.

La morphologie des versants est mouvementée, caractérisée par des discontinuités de la pente : talus abrupts, replats, parfois contre pentes lorsque dominent les panneaux de grès, loupes de glissements.

### b) Contexte hydrologique

Le réseau hydrologique est également caractéristique de la géomorphologie des versants.

En effet, les panneaux gréseux en crête de versants et les thalwegs assurent un drainage naturel des eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Les eaux drainées alimentent les cours d'eaux: Oued Chelif ,Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil.

La région de Médéa est caractérisée par une pluviométrie variant entre700 et 800 mm par an, plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la saison hivernale de Décembre à fin Février. Pendant cette saison, des chutes déneige sont fréquentes sur les reliefs dépassant les 800 m d'altitude

### c) Erosion

La mise en mouvement des glissements apparait liée, à une érosion de pied des versants. L'érosion est favorisée par la pente accentuée des versants, la nature géologique (argiles marneuses sensibles à l'eau), et la présence de thalwegs qui parcourent les versants.[22]

## III .8 Désordres observes du site au PK43+400 sur la route nationale RN°18

Les observations de terrain ont mis en évidence la présence :

- des dégradations affectant une partie de la chaussée,
- des stagnations d'eaux le long du fossé amont,
- des signes d'instabilités sur le versant aval,
- des déformations de gabions.




Figure III .6: Vue sur la partie amont

Au niveau de la zone affectée par le glissement, il existe un thalweg important.

La Figure III.6 montre la partie amont du thalweg.

### a) Dégradations de chaussée:

Figure III.7 montre la fissure colmatée; elle affecte la chaussée sur une longueur de l'ordre de quinze mètres ( 15 m ) .

A priori, la fissure observée peut correspondre à la limite supérieure du glissement.

Figure III.7:
Fissure le long de la chaussée




### b) Déformations des gabions:

Les gabions situés en tête du talus aval, présentent des déformations comme en témoignent les Figures ( 8 et 9). Les eaux de pluie stagnent le long du pied des gabions.

La Figure 9 montre les déformations des gabions et du sol d'assise.



Figure III.8: Vue de face des gabions




Figure III.9: Déformations des gabions

### c) Drainage des eaux:

Le Figure (10 a) montre l'état dégradé du fossé en terre longitudinal, la Figure (10b) montre les stagnations d'eaux le long de fossé en terre. En effet, les eaux stagnantes, s'infiltrent, et saturent le sol de fondation. Ces stagnations sont localisées dans l'axe du glissement.




( a )




( b )

Figure III.10: Stagnations d'eaux le long du fossé longitudinal en terre

- Le figure III.11 montre les dépôts de sédiments et le développement de la végétation à la sortie du collecteur transversal, ces dépôts de sédiments favorisent les écoulements anarchiques le long du pied du versant.



Figure III.11: Sortie obstruée du collecteur transversal

➢ Deux sources ont été mises en évidence de part et d'autre de la route, le niveau de la nappe se situe entre 0,50 m en aval et à 1,00 m en amont (relevé effectué le 15/12/10). Les photos 8 et 9 montrent l'état vétuste du système de captage. En effet, le manque de système drainage des eaux de sources favorisent les remontés du niveau hydrostatique de la nappe en période pluvieuse.




Figure III.12: Sources mal captées.



Figure III.13: L'état de la source amont

### d) Signes d'instabilités du versant aval

Le versant aval présente des signes d'instabilités: ruptures, reptation. La figure 10 montre les ruptures qui ont eu lieu vers la fin Décembre 2010, elles affectent la partie supérieure du versant aval.



Figure III.14: Versant aval instable



Figure III.15:Ruptures en tête du versant aval

## III.09. Exploitation de la compagne géotechnique réalisée

La campagne géotechnique réalisée contient

➢ **09 essais de pénétration** réalisés à l'aide d'un pénétromètre de type ''BORRO'', poussés jusqu'au refus, permettra de déterminer la profondeur du toit du substratum.

➢ **03 sondages carottés** (SC1, SC2 et SC3).

Les sondages carottés ont été réalisés avec les profondeurs de 12m, 15m et 15m par rapport au TN ; ils ont rencontré le substratum. Les sondages ont été réalisé suivant un profil du site, ils ont permis de connaitre la nature des couches traversées et de faire des prélèvements des échantillons intacts pour des fins d'analyses en laboratoire.

**Des essais de laboratoire,** réalisés sur des échantillons prélevés dans les sondages carottés à différentes profondeurs. Deux types d'essais ont été réalisés:

**Essais d'identification physiques** :

-Densité en place,

- Teneur en eau,

- Granulométrie,

- Limites d'Atterberg

*Limite de liquidité Wl (%).

*Limite de plasticité Wp (%).

*Indice de plasticité Ip.

*Indice de consistance Ic.

**Essais chimiques (taux de carbonates, taux de sulfates) essais mécaniques** :

- Cisaillement à la boite
- Compressibilité à l'oedomètre

L'implantation de ces essais in-situ réalisés est donnée sur la figure II.16 ci-dessous.

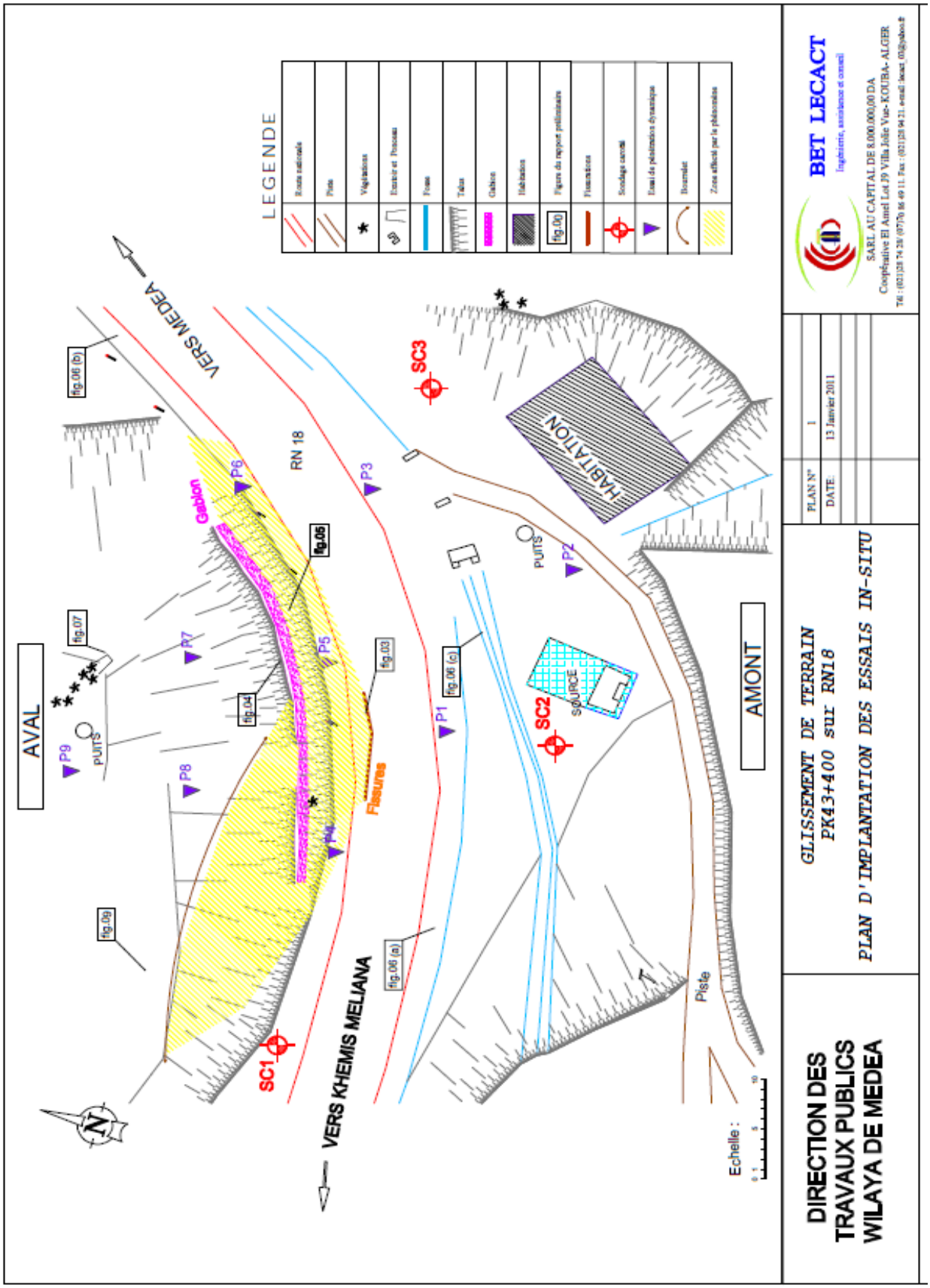



Figure III.16. plan d'implantation des essais in-situ du site et des sondages carottées ( Glissement de terrain RNN°18 / PK 43+400, Médéa).

## III.10 Essais réalisés sur le site

### III.10.1 Essais de pénétration dynamique

**a) Domaine d'application :**

L'essai de pénétration dynamique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus don la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm. L'essai de pénétration dynamique est limité à une profondeur de 30 m .

**b) But**

Pour la caractérisation des différentes couches constituant les terrains rencontrés, des essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sols représentatifs prélevés des sondages carottés. Les résultats des essais serviront de base pour l'établissement de profils géotechniques types pour les besoins de l'étude de stabilité.



Figure III.17:Essais de pénétration dynamique

**d) Principe de l'essai**

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

Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

### e) Exploitation des résultats

La résistance dynamique de pointe à la pénétration qd sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

avec :

$$q_d = \frac{M^2 H}{A.e\,(M+P)} \quad \text{.....(III.1)}$$

M= masse du mouton [kg].

M'= masse cumulée de l'enclume, guide tige et des tiges [kg].

H= hauteur de chute du mouton [m].

e = l'enfoncement (pénétration moyenne par coup), e= h/Ndh.

A= aire de la section droite de la pointe du pénétromètre dynamique [m2].

$q_d$ : Résistance de pointe dynamique [Bars]

Les neuf (09) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

**Résultats obtenus :**

Les profondeurs de refus atteintes, sont récapitulées dans le tableau II .1.

**Tableau III .3: Valeurs des refus.**

| N° d'essai au pénétromètre | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Profondeur de refus en ( m ) | 8.00 | 5.8 | 6 | 6.2 | 2.6 | 6.8 | 5.8 | 6.2 | 7.8 |
| $q_d$ Résistance de pointe dynamique (Bars) | 803.8 | 892.4 | 784 | 743.1 | 269.6 | 725 | 764.9 | 785.4 | 689 |

Les refus obtenus correspondent au toit de l'horizon dur, caractérisé par une résistance de pointe élevée.

Les graphes d'essais pénétromètriques sont joints en annexe

## II .10.2 Sondages carottes

### b) But de sondage

Les sondages ont pour but de :

- Compléter la connaissance géotechnique du sous-sol.
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- Déterminer la nature du sous- sol.
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

Les coupes lithologiques établies lors de l'exécution des sondages carottés, montrent que le terrain est constitué essentiellement de trois couches (SC1.SC2& SC3) ont été réalisés sur le site du PK43+400.

Le sondage SC1 a été réalisé sur l'accotement aval au mois d'Octobre 2010, le sondage SC2 a été réalisé en amont de la route au mois d'Avril 2011.

Les deux sondages ont recoupé le substratum marneux.

Description lithologique du sondage SC1est décrite comme suit :

| 0.0/1.0m | Argile graveleuse brune |
|---|---|
| 1.0/5.5m | Argile limoneuse consistante jaunâtre |
| 5.5/6.0m | Passe de grés fin induré brun |
| 6.0/9.5m | Argile limoneuse consistante brun jaunâtre |
| 9.5/12.0m | Marne compacte à indurée grisâtre |

Description lithologique du sondage SC2 est décrite comme suit :

| 0.0-0.6m | Remblai hétérogène |
|---|---|
| 2.6-6.5m | Marne très consistante à compacte gris cendré à bariolée |
| 0.6-2.6m | Argile limoneuse brune |
| 6.5-9.6m | Marne altérée gris cendrée |
| 9.6-15.0m | Marne indurée grise. |

Le Figure II.18 illustre la réalisation du sondage SC2 en amont de la route




Figure II.18:Réalisation du sondage SC2.




Figure II.19: Caisse à carotte du SC2

Description lithologique du sondage SC3 est décrite comme suit :

| | |
|---|---|
| 0.0-0.6m | Remblai hétérogène |
| 0.6-12.0m | Argile limoneuse consistante à compacte grisâtre à bariolée |
| 12.0-14.8m | Argile marneuse compacte grisâtre |
| 14.8-15.0m | Argile limoneuse indurée grise verdâtre |

Figure III.20 illustre la réalisation du sondage SC3 en amont de la route.



Figure III.20 sondage SC3

## III.11. Essais de laboratoire :

### a) But :

Pour la caractérisation des différentes couches constituant les terrains rencontrés, des essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sols représentatifs prélevés des sondages carottés.

Les résultats des essais serviront de base pour l'établissement de profils géotechniques types pour les besoins de l'étude des stabilité.( voir annexes)

Deux types d'essais de laboratoire sont prévus:

### b) Essais physiques :

Ils permettent la détermination des valeurs des paramètres physiques essentiels pour l'identification et la classification des matériaux. Pour chaque type d'essai, il est prévu huit (**08**) à dix (10) essais.

- Densité en place,
- Teneur en eau,
- Granulométrie,
- Limites d'Atterberg
- Essais chimiques (taux de carbonates, taux de sulfates).

### c) Essais mécaniques :

Les essais mécaniques quant à eux, ils permettent la détermination des caractéristiques mécaniques, en l'occurrence la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (**φ**) des matériaux. Les essais ont été réalisés principalement sur les couches susceptibles de glisser (ou tasser). Les types d'essais à réaliser sont :

- **Essais de cisaillement à la boite** : Pour la détermination de la cohésion et l'angle de frottement. Les essais seront réalisés sur les échantillons paraffinés. Il est prévu 4 à 6 essais, selon l'homogénéité des sols.
- **Essais oedométriques**: Ils permettent d'apprécier l'état de consolidation en place des sols, ils permettent, également, de déterminer le coefficient de consolidation (**Cc**). Il est prévu 4 à 6 essais oedométriques.

### III.11.2 Résultats des essais au laboratoire

#### II.11.2.1 Essais physiques

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectues sur le site.

On définit les paramètres suivant :

Paramètres nécessaires à la classification des sols.

**a) Courbe granulométrique**:

La courbe granulométrique d'un sol, est la distribution des grains suivant leur dimension.

La courbe granulométrique, c'est une représentation graphique donnant :

- En ordonnée arithmétique, le tamisât cumulé (**%**),

- En abscisse logarithmique, le diamètre des grains (**mm**).

L'essai se fait par tamisage sous eau selon la norme **NFP P94 -056**.

**b) Teneur en eau w:**

La teneur en eau d'un sol, c'est le rapport de poids de l'eau évaporée lors de l'étuvage (**Pw**) sur le poids de matériau sec (**Ps**). **w = Pw / Ps**.

L'essai se fait par pesées : 2 pesées avant et après étuvage à 105 °C,

selon la norme **NF P94 -050**.

**c) Poids volumique γ :**

Le poids volumique d'un sol (**γ**) est le quotient de poids (**P**) du sol par le volume qu'il occupe (**V**). **γ = P/V**

L'essai sera réalisé selon la norme (**norme NF P 94 – 053**).

**d) Limites d'Atterberg**:

Ces limite sont mesurées au laboratoire sur la fraction de sol qui passe au tamis de 400µm[23]

Ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau (**WL**) pour laquelle une rainure pratiquée

dans un sol placé dans une coupelle se ferme après un certain nombre de chocs.

- Recherche de la teneur en eau (**WP**) pour laquelle un rouleau de sol, se fissure.

L'indice de plasticité $\mathbf{I_p = W_L - W_P}$. L'essai se fait selon la norme **NF P 94 – 051**.

**e) Teneur en carbonate CaCO3 :**

Par convention, la teneur en carbonate d'un matériau est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec.

L'essai se fait dans des conditions de température et de pression connues (norme **NF P 94 –048**)

### II.11.2.2 Détermination des caractéristiques mécaniques :

L'étude de la résistance au cisaillement (**C**, **φ**) au laboratoire fait appel à deux principaux types d'essais :

- Essai de cisaillement direct (boite de **Casagrande**)
- Essai triaxial.

Les essais permettent la mesure des caractéristiques à la rupture du matériau.

Les essais se font selon des conditions et les objectifs visés. Les conditions d'essais sont :

- Consolidation ou non avant le cisaillement,
- Conditions de drainage pendant le cisaillement.

**a) Appareil de cisaillement direct :**

L'essai est simple et ancien, il se fait suivant la procédure (Norme **NF P 94 –071**) suivante:

- Cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé,
- Eprouvette de sol entre 2 demi -boites,
- Effort normal,
- Déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boites,
- Force de cisaillement mesuré par un anneau dynamométrique,
- Mesure de la variation de hauteur.

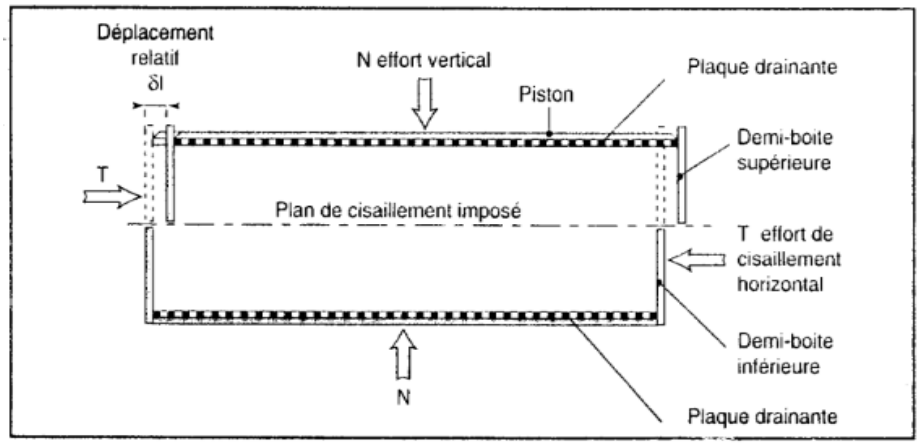



Figure III.21. Schéma de principe de l'essai de cisaillement à la boîte [24]

Le tableau ci-après donne les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire

**Tableau III.4 les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire**

| Essai | Consolidation | vitesse | Mesure de u | résultats | Type d'essai |
|---|---|---|---|---|---|
| cisaillement | non | rapide | non | φuu, Cuu ou, Cuu | non conso. rapide. |
| | oui | rapide | non | φcu, Ccu | Consolidé rapide |
| | oui | lente | non | φ', C' | Consolidé lent |

**b) Essai œdométrique**:

Le principe de l'essai œdométrique permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformation transversale nulle) et de mesurer sa variation **ΔH** de hauteur **H**.

Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

La courbe œdométrique (**e, Logσv**) donnant les variations de l'indice des vides(**e**) en fonction de la contrainte effective (**σ'v**) appliquée à l'éprouvette.

Les paramètres de l'essai, sont déterminés à partir de la courbe œdométrique.

- Indice de compression **Cc**,
- Indice de recompression **Cs**,
- Contrainte de pré consolidation **σ'p**.

L'essai œdométrique est réalisé conformément à la norme **XP P 94 – 090 -1**.

### III.11.3 Résultats obtenus :

Les tableaux ci après, regroupent les résultats obtenus au laboratoire. Les essai sont été réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches de terrain rencontrées dans les sondages carottés.

**Tableau III.5: Caractéristiques physiques des sols [22]**

| RN18au PK43+400 | | Nature | Caractéristiquesphysiques | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Echantillons | | | | | | | | | | Granulométrie | |
| | profondeur | | Wn(%) | ɣ (kN/m3) | ɣd (kN/m3) | Sr(%) | WL(%) | Ip(%) | Ic(%) | 2mm (%) | 80µm (%) |
| SC1 | 5,0/5,3 | Argilelimoneuse | 26 | 19,8 | 15,7 | 97 | 56 | 34 | 0,9 | 100 | 90 |
| | 9,8/10,0 | Argilemarneuse | 23 | 20,2 | 16,4 | 96 | 54 | 25 | 1,24 | - | - |
| | 11,5/12,0 | Marnegrise | 12 | 22 | 19,6 | 86 | 40 | 21 | 1,3 | - | - |
| SC2 | 1,0/1,2 | Argilelimoneuse | 25 | 20 | 16 | 98 | 57,9 | 30,4 | 1,09 | 99 | 83 |
| | 3,5/3,8 | Marnebariolée | 23 | 20,3 | 16,4 | 97,4 | 52 | 25,3 | 1,14 | 100 | 76 |
| | 5,0/5,5 | Marnebariolée | 16,4 | 21 | 18 | 88,6 | 49,7 | 26,3 | 1,26 | | |
| | 8,7/9,0 | Marnealtérée | 13 | 21,6 | 19,1 | 84,9 | 54,5 | 28 | 1,48 | 100 | 87 |
| | 9,6/15,0 | Marnegrise | - | 22,5 | - | - | - | - | - | - | - |
| SC3 | 3,5/3,8 | Argilelimoneuse consistante | - | - | - | - | - | - | - | 98 | 85 |
| | 9,0/9,3 | Argilelimoneuse consistante | - | - | - | - | - | - | - | 100 | 87 |
| | 14,0/14,2 | Argilemarneuse | - | | - | - | - | - | - | 97 | 84 |

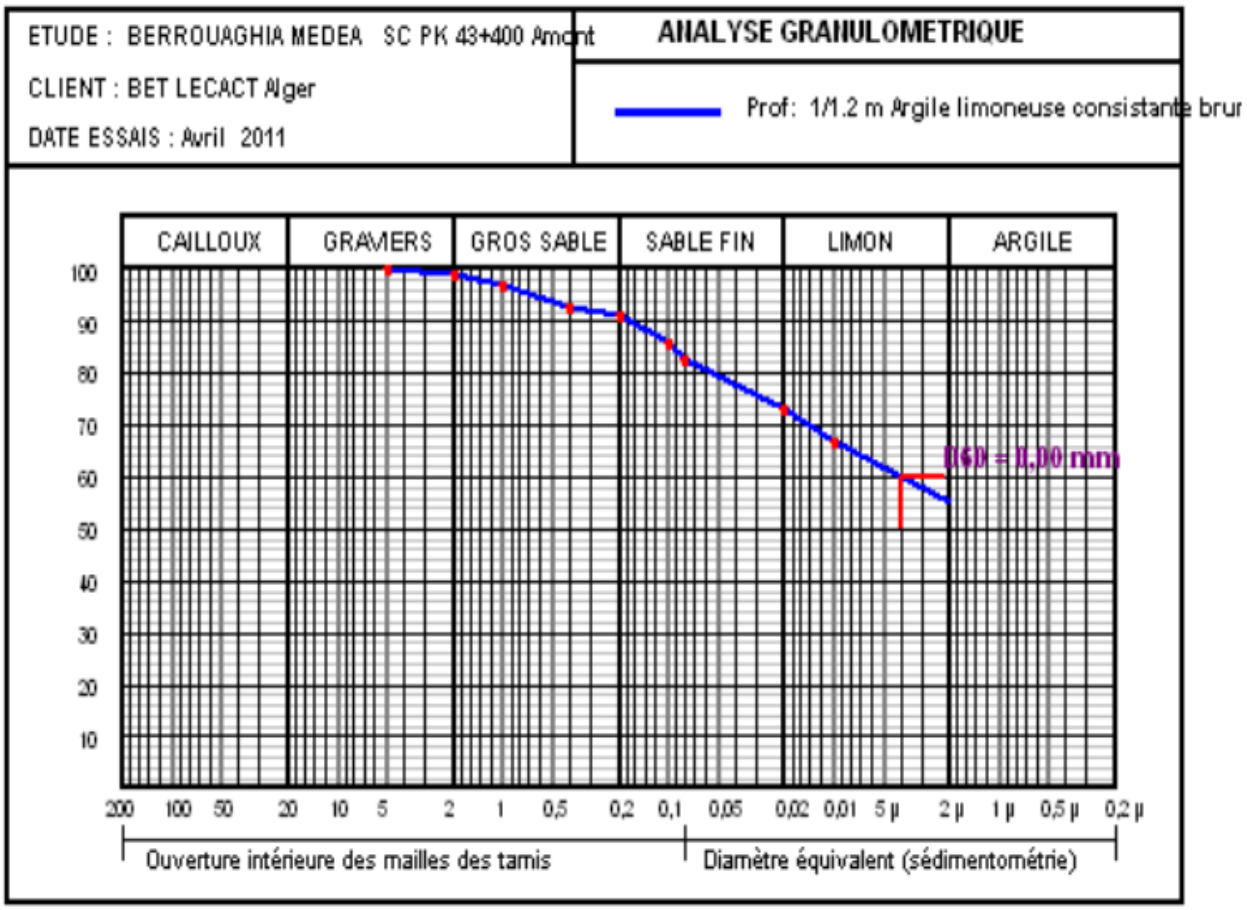



Figure III-22 : Courbe Analyse Granulométrique SC1

**Tableau III.6: Caractéristiques chimiques et mécaniques des sols.**

| RN18auPK43+400 Echantillons profondeur | | Caractéristiques chimiques | Caractéristiques mécaniques | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Cisaillement | | | Compressibilité | |
| | | $CaCO_3$(%) | Cuu(bar) | ϕuu (°) | σc (bar) | Cc (%) | Cs (%) |
| SC1 | 5,0/5,3 | 15,5 | 0,5 | 6 | 2,03 | 22 | 2 |
| | 9,8/10,0 | - | 0,45 | 10 | - | - | - |
| | 11,5/12,0 | - | 0,33 | 17 | - | - | - |
| SC2 | 1,0/1,2 | 12,5 | 0,39 | 15 | 1,6 | 15 | 2 |
| | 3,5/3,8 | - | - | - | - | - | - |
| | 5,0/5,5 | 55,6 | 0,44 | 14 | 2,26 | 10 | 2 |
| | 8,7/9,0 | - | 0,4 | 12 | 1,63 | 15 | 2 |
| | 9,6/15,0 | 60,2 | - | - | - | - | |
| SC3 | 3,5/3,8 | - | 0,58 | 9 | 2,05 | 16 | 2,5 |
| | 9,0/9,3 | - | 0,48 | 14 | 1,84 | 13 | 2,43 |
| | 14,0/14,2 | - | 0,6 | 11 | 1,99 | 13 | 2,96 |

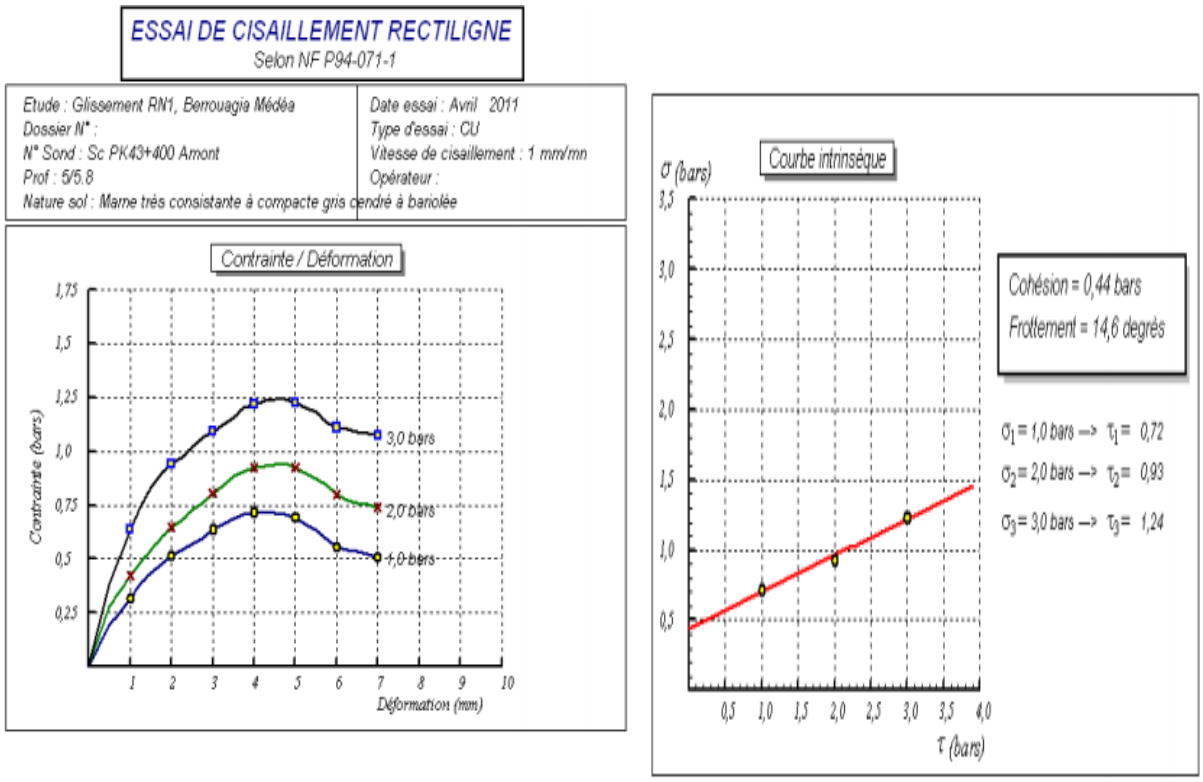



Figure III-23 : Courbe d'essai de cisaillement direct (boite de Casagrande) SC1

### III.11.4 . Exploitation et interprétation des résultats

Les dernières chutes de précipitations enregistrées durant la période de Février à Mars 2011, ont engendré une évolution des désordres. Les désordres constatés sont:

- Stagnations des eaux de ruissellement le long du fossé longitudinal en terre,
- Déformations des gabions,
- Présence de sources (amont, aval) non drainées,
- Ruptures en tête du versant aval,
- Erosion au pied du versant aval.

**1**) Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 5.8m à8m; celles-ci correspondent au toit du substratum marneux. Ces profondeurs ontété mises en évidence par les sondages carottés.

**2**) Les trois sondages carottés, ont mis en évidence trois couches constituant le terrain. Il s'agit de haut en bas:

- **Couche 1** : Argile de couleur brun foncé, parfois graveleuse.

Son épaisseur variant entre 2.5m à 6.5m.

- **Couche 2** : Argile limoneuse altérée, il s'agit du manteau d'altération des marnes grises. Son épaisseur varie de 2.5m à 3m.
- **Substratum**, constitué d'une marne grise indurée.

**3**) Les matériaux testés appartiennent aux sols fins dits : argiles et marnes, elles sont plastiques à très plastiques (**couches 1 et 2**). Les matériaux analysés sont denses à très denses, ils présentent des teneurs en eau variant entre 12% et 26%, correspondant à des degrés de saturation de 85% (respectivement 97%) c'est-à-dire ils sont humides à saturés.

**4)** Les matériaux provenant des couches 1 et 2, présentent des valeurs de carbonates variant de 12.5% à 15.5%. Cependant, le substratum est caractérisé par des valeurs de carbonates 30% <CaCO3 <70%, ces valeurs caractérisent un sol marneux.

**5)** Les matériaux analysés, sont caractérisés par des valeurs de la cohésion comprises entre 0,33 bar et 0,50 bar et des valeurs de l'angle de frottement variant entre **6°** et **17°**. Les faibles valeurs de l'angle de frottement semblent être influencées par la forte plasticité.

**6)** Les matériaux provenant des couches 1 et 2 sont sur consolidés, les matériaux provenant du substratum sont normalement consolidés.

Les matériaux des couches 1 et 2 sont faiblement compressibles (15%≤**Cc**≤22%).

**7)** La campagne de reconnaissance, a permis à l'établissement d'un profil géotechnique représentant le site. [22]

Le profil géotechnique est jointe en annexe

### III.11.5. Comparaison entre les résultats d'essais( P2 ,P3,P4) de pénétromètre dynamique lourd (TYPE BORRO)

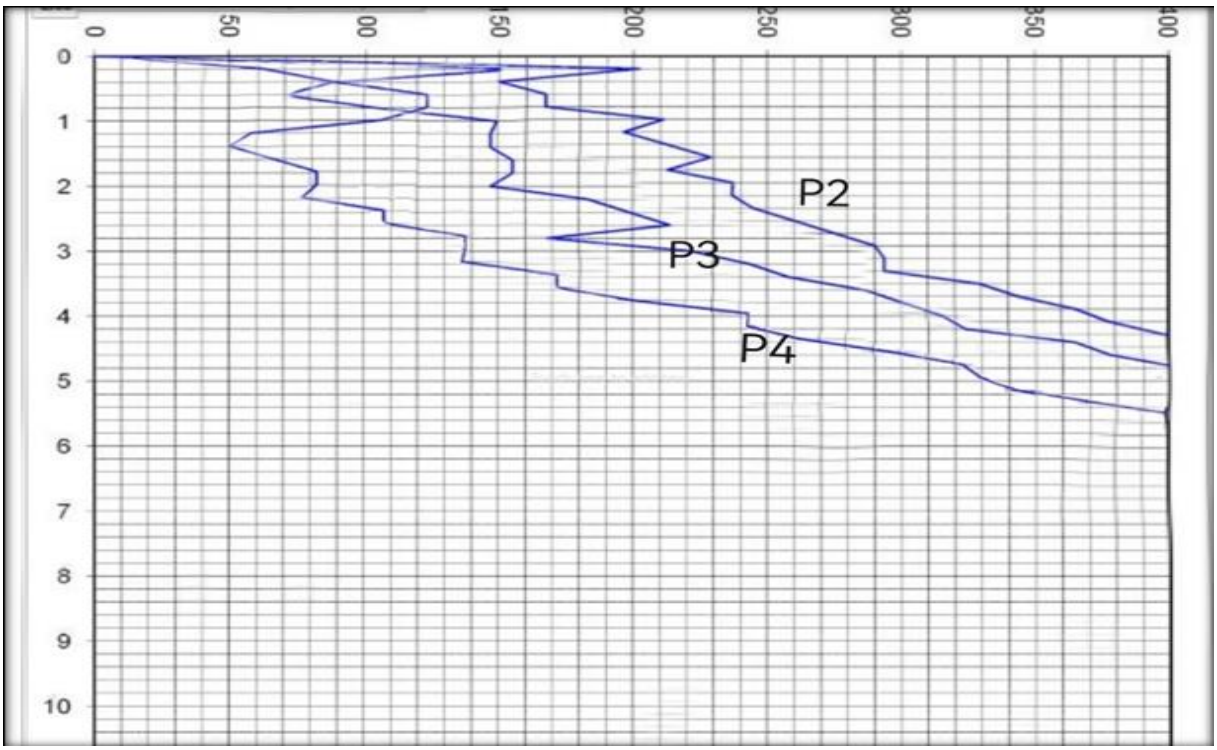



Figure III-24 Courbes résistances de pointe dynamique « Rd » en bars N° : (P2, P3, P4)

➢ L'analyse graphique des graphes (P2, P3, P4) suggère clairement que le sol n'est pas homogène.

Les variations significatives observées dans ces graphiques indiquent des différences importantes dans les propriétés géotechniques du sol à différentes profondeurs ou positions.

Cette non-homogénéité peut avoir un impact majeur sur la stabilité des structures et nécessite donc une attention particulière lors de la conception et de l'analyse.

On conclut que le sol **n'est pas homogène**

## III.12 CONCLUSION

A travers ce chapitre on déduit que la région de Médéa est caractérisée par une géologie variée d'âge différent, et l'hydrogéologie de cette région caractérisé par des eaux de nappe, aux conditions géologiques et géomorphologiques néfastes du versant aval : couche épaisse d'éboulis sur substratum, Aux eaux de ruissellement mal collectées .

Le climat de la région est caractérisé par une moyenne précipitation et une température variée. La sismicité est moyenne, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

Reconnaissance géotechnique du site de glissement localisé sur la route nationale 18 au PK 43+400 qui se situe à la sortie Sud-Ouest de la ville de Médéa, en allant vers Khemis Méliana, dans la commune de Harbil est basée sur les résultats de la compagne d'investigation in situ et laboratoire ont permis de reconnaitre les différentes formations qui composent le sol du site

Le versant est constitué par une variabilité de différents types. La campagne de econnaissance géotechnique, a mis en évidence une hétérogénéité des matériaux constituant le site.

Cependant, le profil géologique représentant le site, semble être constitué de deux principales couches : d'argile brune (**couche 1**) et de marne altérée (**couche 2)**

Les observations de terrain ont mis en évidence les désordres suivants :

**1)** Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- Stagnations des eaux le long du fossé longitudinal en terre amont,
- Déformations des gabions,
- Présence de sources (amont, aval) non drainées,
- Réactivation du glissement en tête du versant aval,
- Erosion au pied du versant aval.

**2)** Les matériaux provenant des couches 1 et 2, présentent des valeurs des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes.

**3)**Les principales causes ayant engendré les désordres observés, sont liés:

- A la nature géologique et géomorphologique néfastes du versant,
- Aux remontées des eaux de nappe
- Aux eaux de ruissellement,
- A l'érosion au pied de talus

.

# *Chapitre IV*

# *Calcul de la stabilité*

# *et Proposition de la solution*

## IV.1. Introduction

L'étude géotechnique et la configuration des terrains nous permettent de choisir la solution convenable et le type de confortement à adopter. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à l'investissement consenti, l'accessibilité de site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, et les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

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

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

## IV.2. Définition des données ;

Les coupes choisies pour l'analyse du modèle sont représenté sur la figure IV.1

Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique figure IV.2.

Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages carottés et les pénétro grammes.

Parmi les trois sondage Carotte choisis nous allons considérer celle qui point le plus faible, où on trouve le maximum d'informations géologiques et géotechniques.

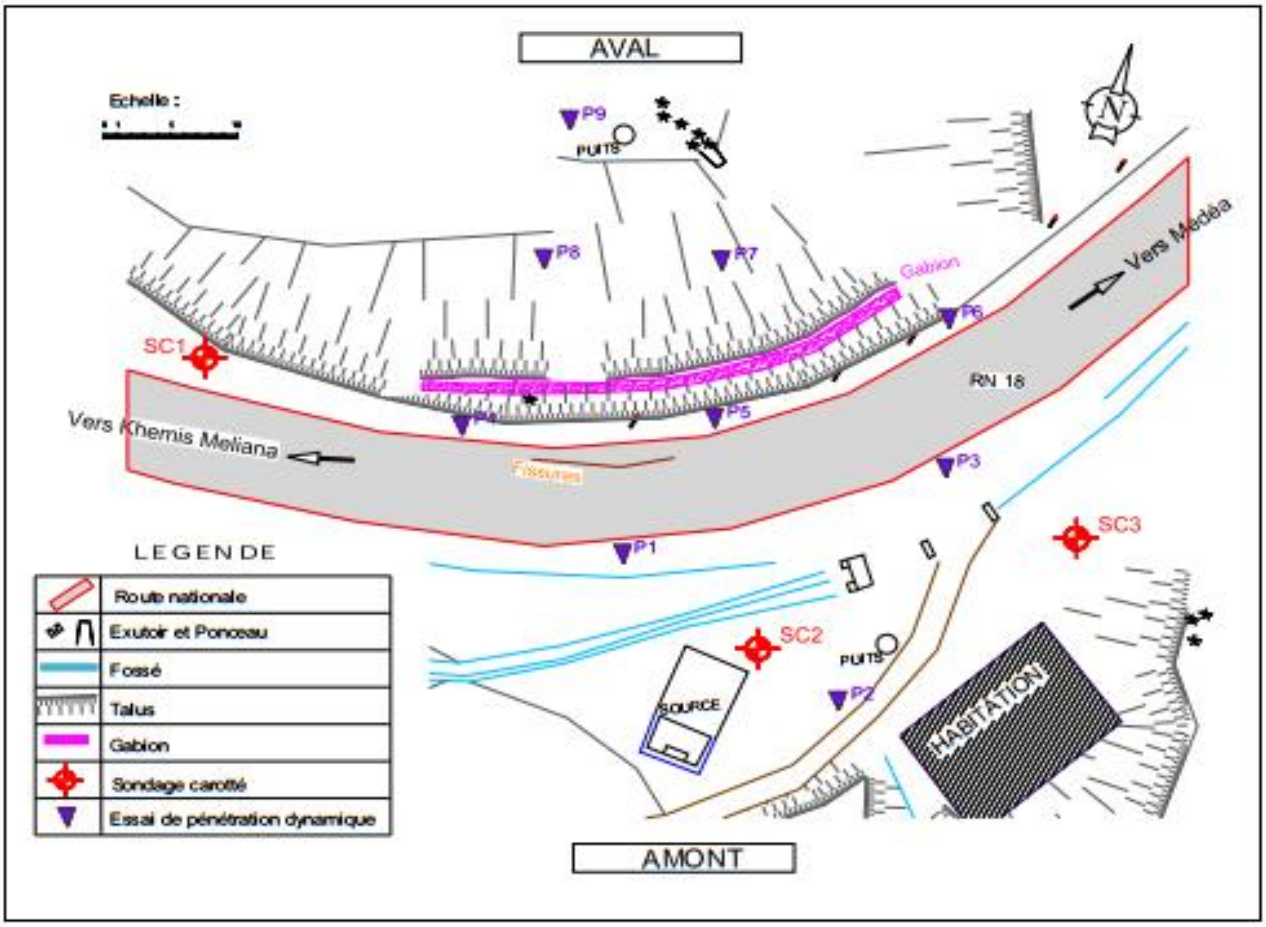



figure IV.1 Plan d'implantation des essais In-Situ réalisés

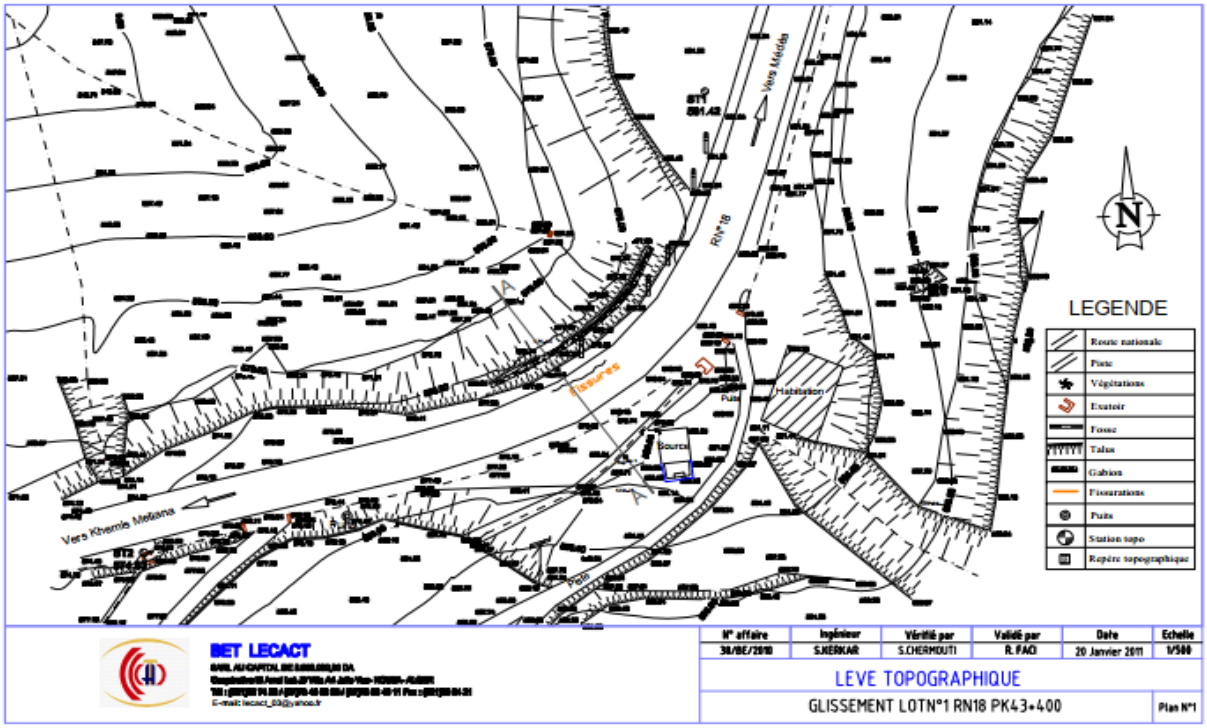



figure IV. 2 levé topographique

## IV.3. Prise en compte de l'effet sismique :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003), la wilaya de Médéa est classées zone « IIa » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne A= 0.25g.

Donc:

Ah/g=0.5*A => Ah/g=0.5*0.25=0.125g……..…….....( IV.1)

Av/g=0.3*Ah/g => Av/g=0.3*0.125=0.0375g……..( IV.2)

Alors L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélérations sismiques qui sont **Ah/g=0.125g** pour la composante horizontale et **Av/g=0.0375g** pour la composante verticale.

## IV.4. Choix d'une technique de confortement

L'étude d'un glissement de terrain conduit à la définition d'un remède et à la réalisation de travaux de confortement.

Le choix d'une technique de confortement résulte toujours de la prise en compte de trois conditions :

- de considérations économiques : efficacité-coût, cout de l'entretien, qualification des entreprises,
- contraintes imposées aux autorités concernées : urgence des travaux, rapidité dans les effets recherchés, problèmes d'emprises,
- d'autres considérations techniques : menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

La technique de confortement retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects

Les expériences vécues à travers le monde ont permis de classer les différentes techniques de confortement par ordre d'efficacité; à savoir :

- Drainage,
- Terrassement,
- Soutènement,
- Inclusions rigides (cloutage, etc.).

En effet, un seul type de confortement peut être insuffisant et que la conjonction de gains de sécurité partiels qui peut conduire à l'effet recherché.

Enfin, le choix d'une technique de confortement d'un glissement de terrain passe par le **jugement**, **l'expérience** et **l'intuition de l'ingénieur**.

## IV.5. Calcul de stabilité :

Dans le cadre de l'évaluation de l'infrastructure routière, une série de problèmes ont été identifiés, parmi lesquels des dégradations de la chaussée et des stagnations d'eau le long du fossé amont, ainsi que des signes d'instabilité sur le versant aval. Toutefois, une attention particulière a été portée à la conclusion graphique selon laquelle le sol présente une non-homogénéité. Cette conclusion a été confirmée par trois sondages carottés, et le deuxième résultat, démontrant la résistance la plus faible (**SC2**), On a les caractéristiques géotechniques de ce sondage Carotte dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1: Les caractéristiques des couches**

| Couches | γ (kN/m3) | C'(kPa) | φ' (°) |
|---|---|---|---|
| Couche 1 Remblai | 19.0 | 05 | 25 |
| Couche 2 : Eboulis | 20.4 | 15 | 28 |
| Couche 3 : Marne altérée | 21.0 | 20 | 20 |
| Couche 4 : : Marne seine | 22.0 | 46 | 14 |

### IV.5.1. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement :

Les calculs du coefficient de sécurité ont été effectués en rupture circulaire par la méthode de Bishop.la valeur du coefficient de sécurité a été obtenue avec les caractéristiques mécaniques obtenues lors de la campagne géotechnique réalisée, déterminées par des essais au laboratoire.

La vérification de stabilité de l'état initial sans confortement, a donné une valeur du coefficient de sécurité **Fmin= 1,03**.

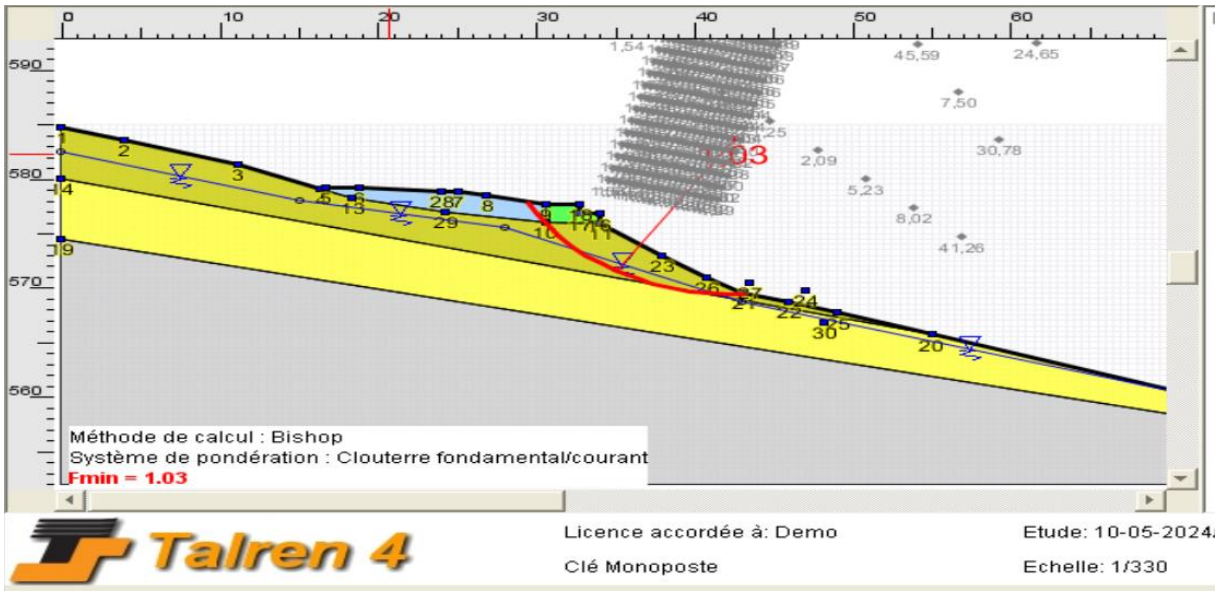



Figure IV.3: l'état initial sans confortement

## IV.5.2. Proposition de la Solution de confortement

### IV.5.2.1 Remblai Renforcé par des Géotextiles

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent êtres combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses.

La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

### IV.5.2.3 Caractéristiques du Remblai Renforcé par Géotextile (Dimensions et Composition) :

Le remblai renforcé par géotextile décrit comme ayant une base de 6 mètres de largeur et une hauteur totale de 3,60 mètres, est constitué de 6 couches superposées, chacune mesurant 0,60 mètre de hauteur. Sa longueur est de 40 mètres.

#### a) Méthode Bishop

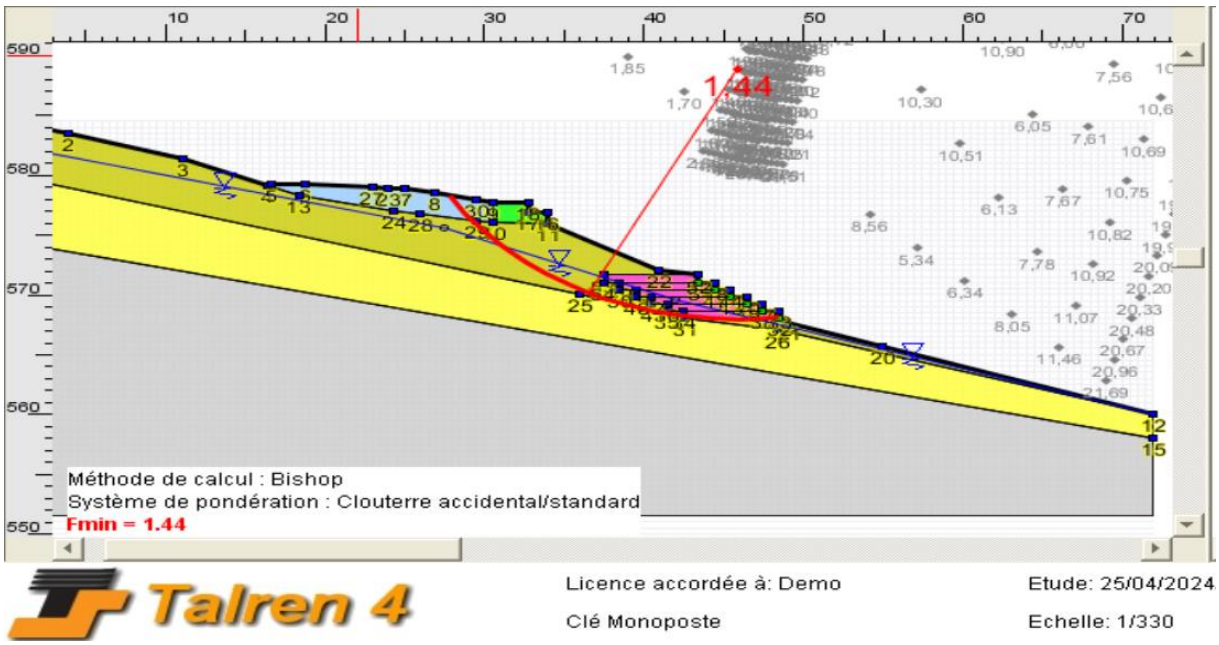



Figure IV.4: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.44 (sans séisme)**

La vérification de stabilité avec Remblai renforcé par géotextile, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1.2** donc le talus est stable

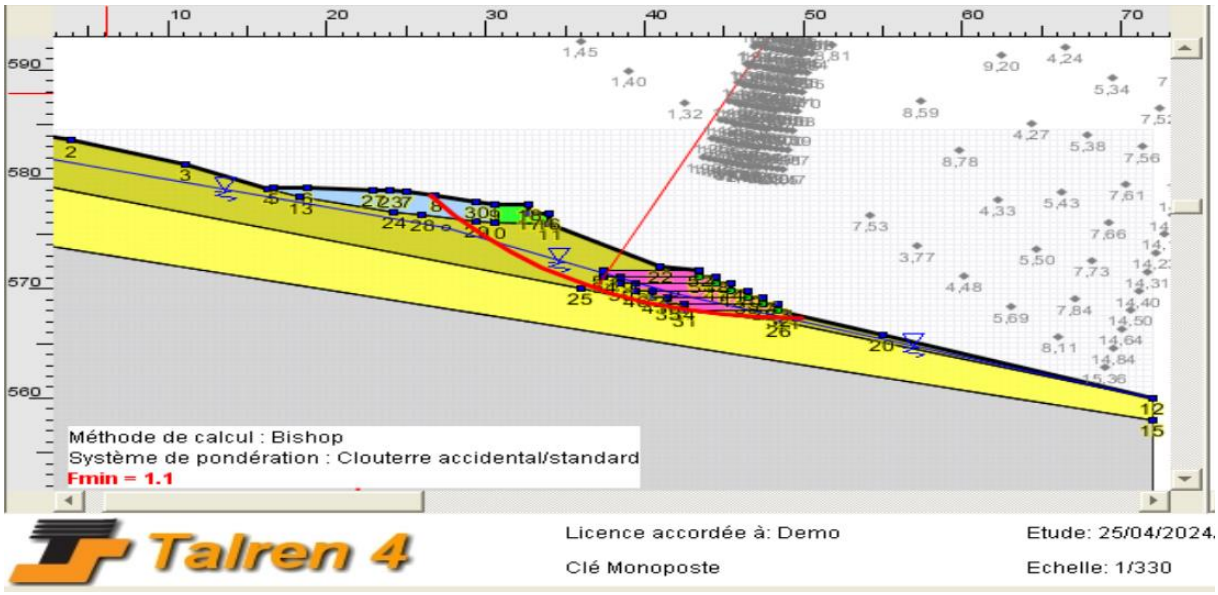



Figure IV.05: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.10 (avec séisme)**

La vérification de stabilité avec Remblai renforcé par géotextile, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1** donc le talus est stable

**b) Méthode Fellenius**

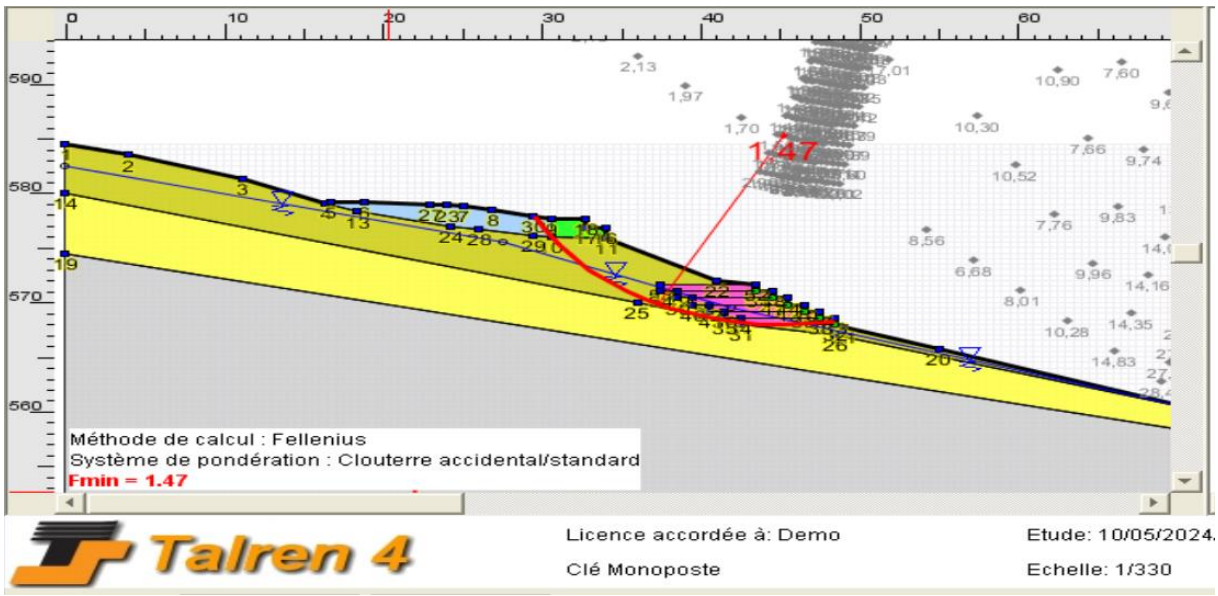



Figure IV.06: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.47 (sans séisme)**

La vérification de stabilité avec Remblai renforcé par géotextile, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1.2** donc le talus est stable

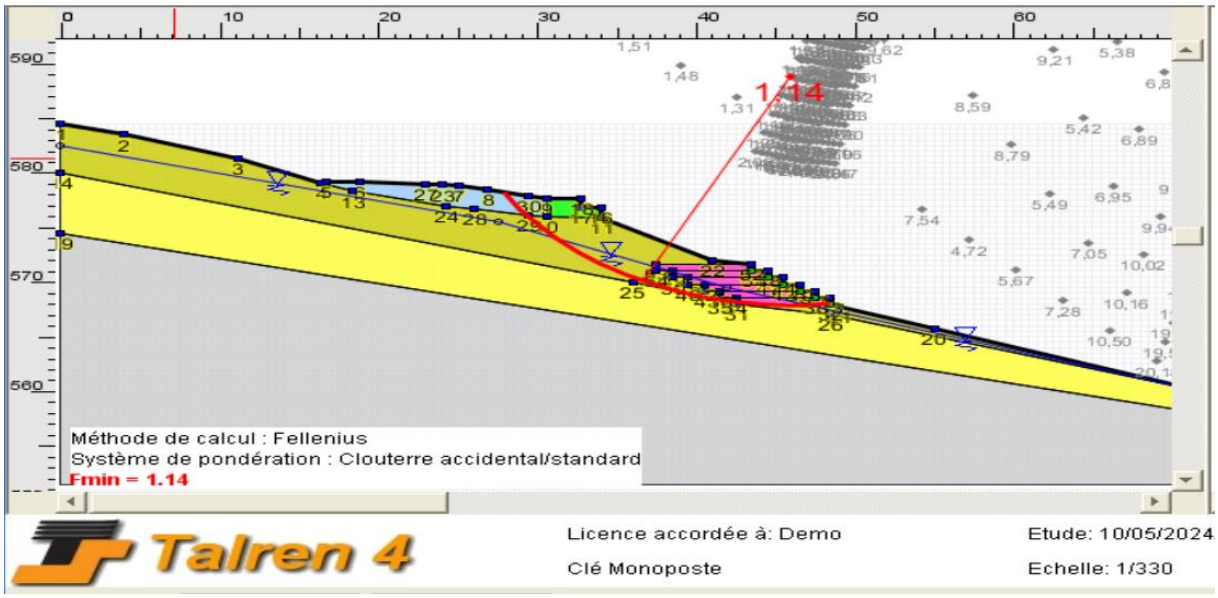



Figure IV.07: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.14 (avec séisme)**

La vérification de stabilité avec Remblai renforcé par géotextile, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1** donc le talus est stable

### IV.5.2.4 Reconstruction des gabions+tranchée drainante amont

### IV.5.2.5 Caractéristiques de la Reconstruction des Gabions (Dimensions et Composition) :

La reconstruction des gabions, avec une base de 3 mètres et une hauteur totale de 3 mètres, se compose de 3 couches. Chaque couche a une hauteur de 1 mètre. La base de la première couche est de 3 mètres, celle de la deuxième est de 2 mètres, et celle de la couche supérieure est de 1 mètre. Sa longueur est de 40 mètres.

### a) Méthode Fellenius

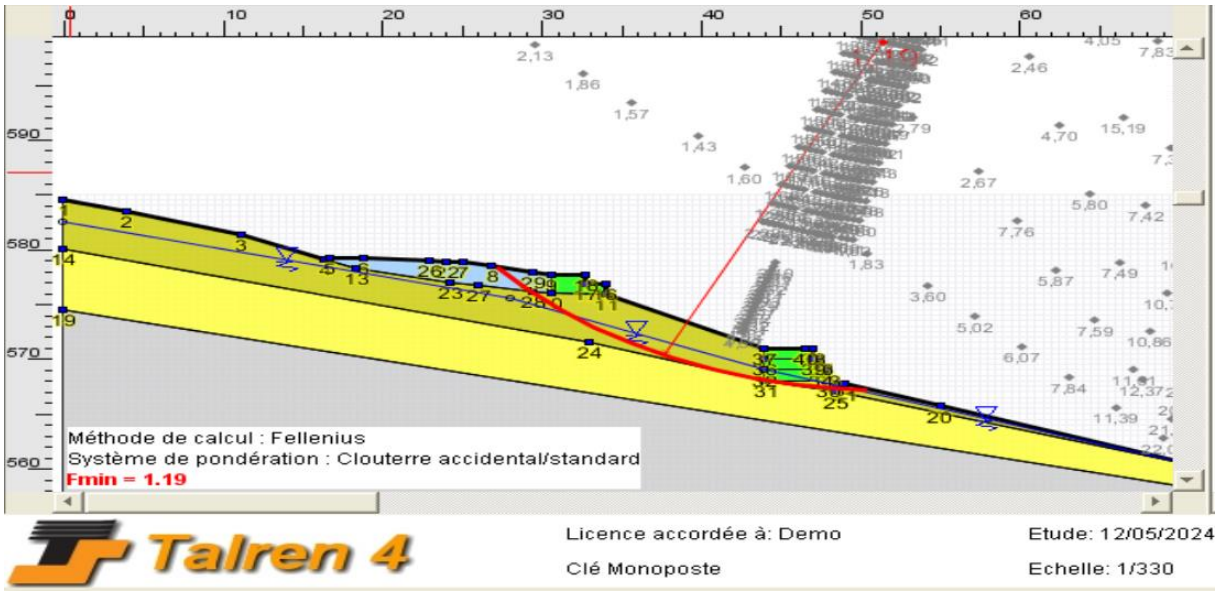



Figure IV.08: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.19 (avec séisme)**

La vérification de stabilité avec Reconstruction des gabions+tranchée drainante amont, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1** donc le talus est stable

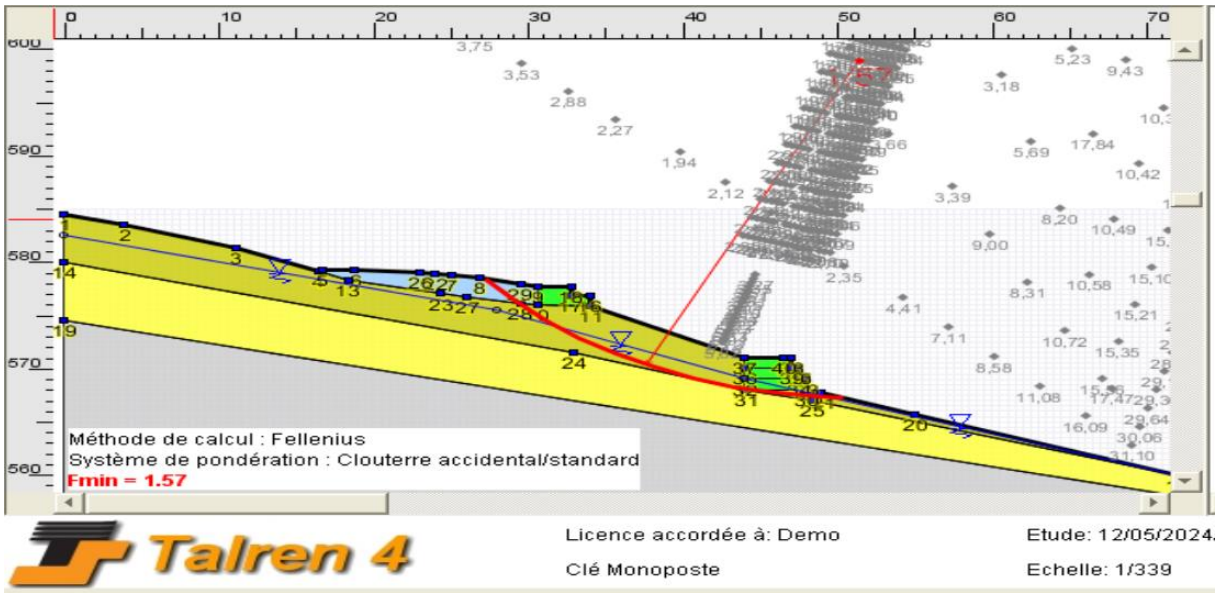



Figure IV.09: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.57 (sans séisme)**

La vérification de stabilité avec Reconstruction des gabions+tranchée drainante amont, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1.2** donc le talus est stable

### b) Méthode Bishop

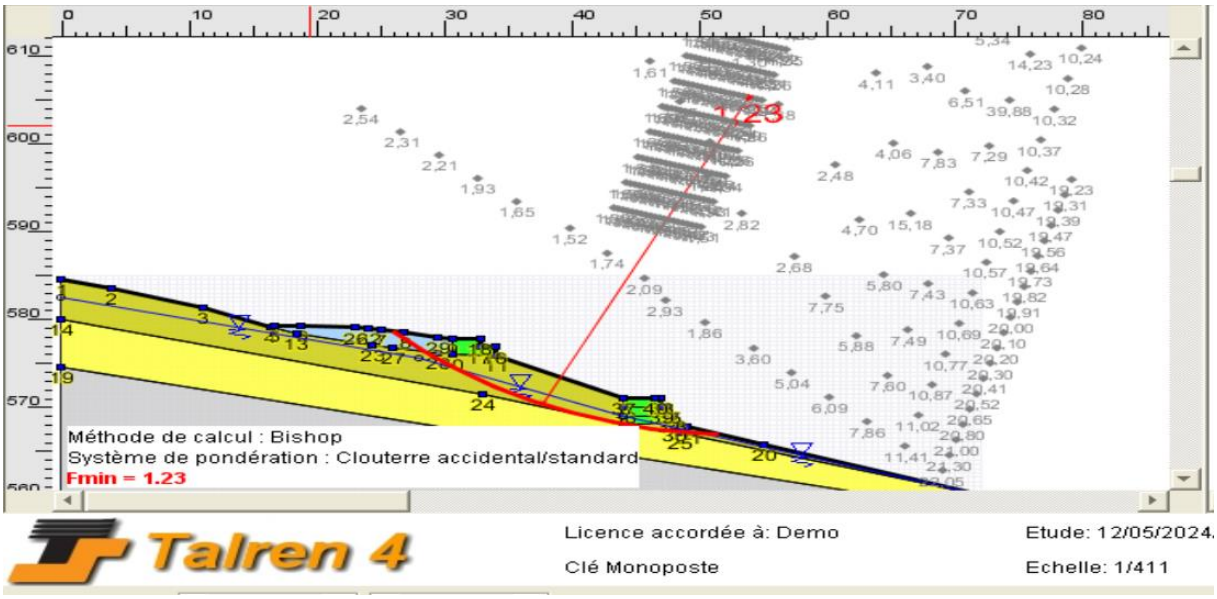



Figure IV.10: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.23 (avec séisme)**

La vérification de stabilité avec Reconstruction des gabions + tranchée drainante amont, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1** donc le talus est stable

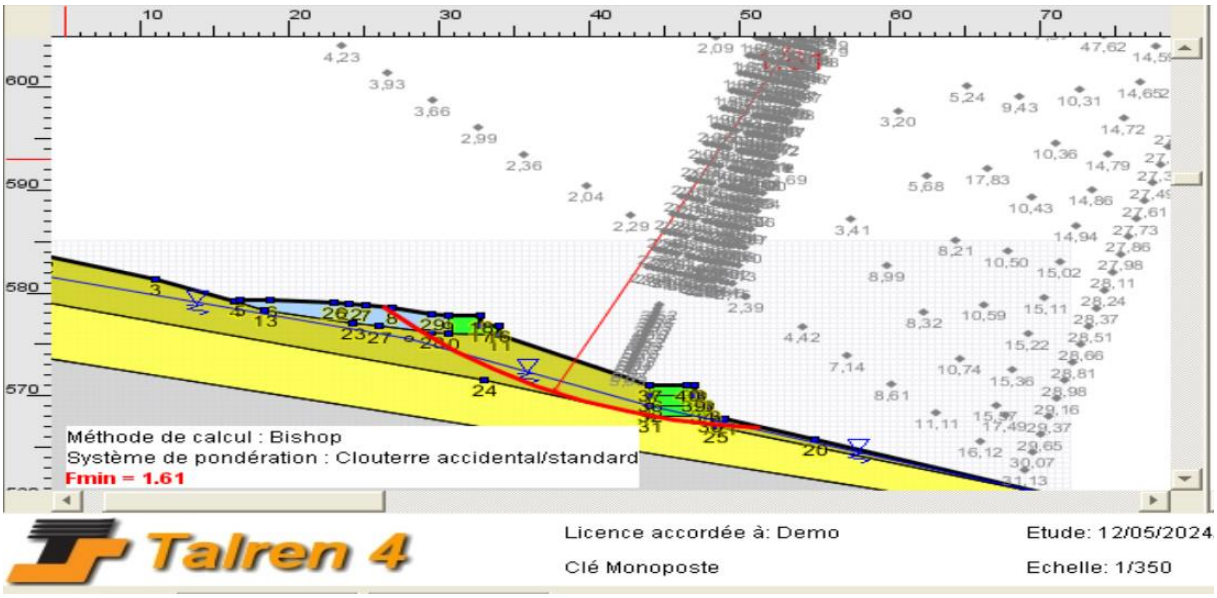



Figure IV.11: Coefficient de sécurité avec confortement **FS= 1.61 (sans séisme)**

La vérification de stabilité avec Reconstruction des gabions+tranchée drainante amont, a donné une valeur du coefficient de sécurité admissible **Fmin > 1.2** donc le talus est stable

❖ La vérification de la stabilité du confortement (gabions +tranchée drainante) a donné la valeur du coefficient de sécurité **F=1.61** (**Figure IV.11**). Cette valeur a été améliorée grâce à la tranchée drainante sur **75 m (Figure IV.12)**

qui sera réalisée en amont de la chaussée.

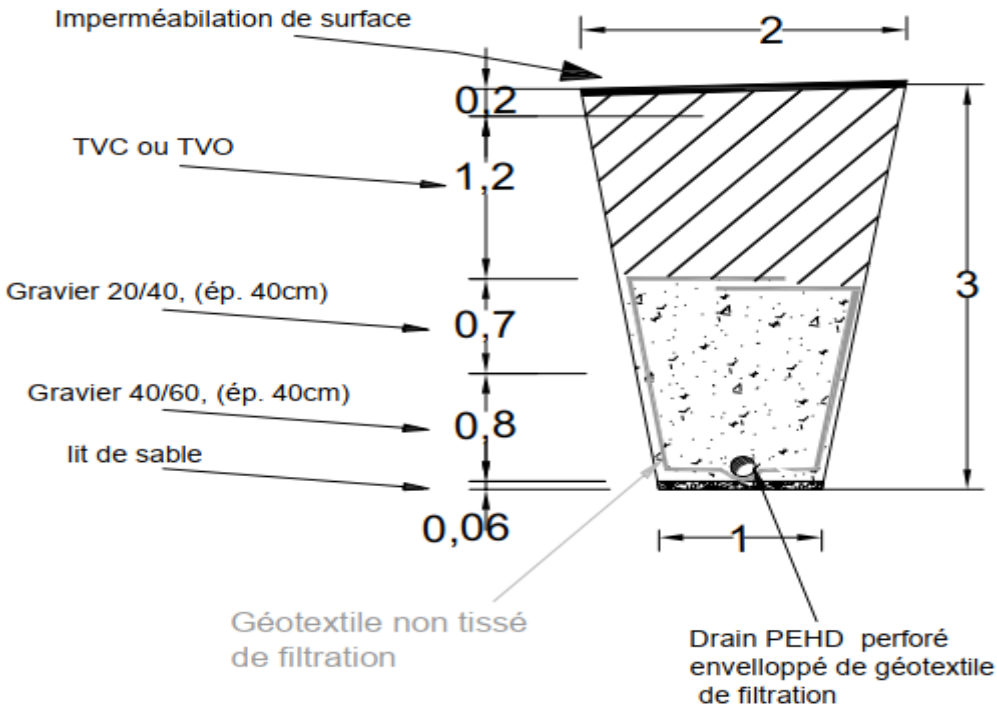



Figure IV.12 : Tranchée drainante longitudinale amont

## IV.6.CONCLUSION:

Parmi les techniques de stabilisations des talus, nous avons établi les deux systèmes de confortement qui nous ont été apparus les plus adaptés au terrain, aux contraintes existantes et aux problèmes et causes du glissement ainsi que celles liées à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par le Reconstruction des gabions +tranchée drainante amont

Ce choix est motivé d'une part, par la valeur acceptable du coefficient de sécurité d'autre part, par le coût de réalisation du projet reste moins cher.

# *CONCLUSION GENERALE*

# CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain sur la route nationale 18 au PK 43+400 qui se situe à la sortie Sud-Ouest de la ville de Médéa, en allant vers Khemis Méliana, dans la commune de Harbil.

La détermination des causes des glissements est très importante pour arriver à stabiliser le site de glissement et proposer les solutions adéquates.

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une Étude de glissement, calcul de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maitrise de logiciel pour adopter un confortement suite à un glissement de terrain sur le site.

En premier lieu nous avons analysé le glissement pour définir la surface de rupture potentielle.

Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel qui a permis de localiser la surface du glissement.

L'analyse de ce glissement de terrain est faite par le logiciel Talren4.

A l'état initial (sans confortement), le calcul à l'aide du logiciel TALREN 4 v2.0.4 révèle que : Fs = 1,03

Ce qui confirme l'instabilité du site étudié et justifie l'état réel.

Pour la stabilisation du site , On a proposé les deux variantes de confortement suivantes :

- Remblai Renforcé par des Géotextiles
- Reconstruction des gabions + tranchée drainante

Les deux systèmes de confortement donnent un coefficient de sécurité appréciable

- Pour la 1ère solution (Remblai Renforcé par des Géotextiles ) les calculs ont donné du coefficient de sécurité :

Méthode Bishope : Fs=1,44 à l'état statique et Fs =1,10 à l'état sismique.

Méthode Fellenius : Fs=1,47 à l'état statique et Fs =1,14 à l'état sismique.

- Pour la 2ème solution (Reconstruction des gabions + tranchée drainante)

les calculs ont donné du coefficient de sécurité :

- Méthode Bishope : Fs=1,61 à l'état statique et Fs =1,23 à l'état sismique.
- Méthode Fellenius : Fs=1,57 à l'état statique et Fs =1,19 à l'état sismique.

Pour le choix définitif du type de confortement, nous avons appuie notre étude par deux solutions proposées afin d'estimer le cout de chaqu'une des deux solutions, notre choix s'est porté sur la deuxième solution : Reconstruction des gabions + tranchée drainante) parce que il s'avère qu'elle est la meilleur solution du coté financier et technique.

Enfin, on peut conclure que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elle.

Mais il est important de connaitre la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats

# Références Bibliographiques


[1] - Benkechkache. I. Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de Constantine. Thèse de Magistère. Université Mentouri de Constantine. Faculté des sciences de la Terre. 2012

[2] - Boumaza Mohssin , Moumeni Radwen, Ouarath Houssa .« Etude D'un Glissement de terrain ». Université du 8 Mai 1945 Guelma -2015

[3] - Bruno Martins-Campina « Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe) » Thèse de Docteur Spécialité : Géologie Appliquée - université Bordeaux - 2005,

[4] - Gilles Sève. « Stabilisation des glissements de terrain » - Guide technique « LCTP » 1998

[5] - Guerfi.H;« Stabilisation des talus renforcés par pieux ». Mémoire de magister, Université de El Hadj Lakhdar, Batna-2012.

[6] - Ministère de l'écologie et du développement durable et de l'Énergie français, « Collection Prévention des risques naturels Les mouvements de terrain ». Édition 2012

[7] - Ministère de l'écologie et du développement durable français, « Les mouvements de terrain, dossier d'information, risque naturel majeur » - 2004

[8] - khellifa kamel et gacemi turkia «Etude et traitement de glissement de terrain sur la RN24 au pk 113 + 500 » mémoire de master, l'université Dr Yahia Farés de Médéa - 2022

[9] - Melouane Mohamed Amine et Bouderbala Zahira «Analyse et modélisation d'un glissement de terrain CW 138 PK17+350 » mémoire de master, l'université Dr Yahia Farés de Médéa . 2017

[10] - COLAS G. & PILOT G.. « Description et classification des glissements de terrain. » Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées «Stabilité des talus» p .21-30., Paris. (1976)

[11] - ali bouafia . conception et calcul des ouvrages géotechniques « pages bleues » 2010

[12] - Boulesnam F.Z et Boufatah .K «Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria (MEDEA) » mémoire de master, l'université Dr Yahia Farés de Médéa - 2016

[13] - CARTIER G, DELMAS Ph, « Les mécanismes de mouvements de terrain : nécessité de la mesure des déplacements. Colloque "Mouvements de terrain"-1984

[14] - BESSON.L**:** « les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance » Ed : Artès-Publial, Grenoble, 438p -1996

[15] - Mouaci Ali , LAIDI FOUAD , ZIREK AHMED . « analyse d'un glissement de terrain sur la RN au (PK82+700) » mémoire de master, l'université Dr Yahia Farés de Médéa.-2016

[16] – LCPC . Guide technique « Stabilisation des glissements de terrain » Février 1998.

[17] Berthoumieux Junior Jean – « étude pluridisciplinaire de la stabilite des pentes » « application au glissement de kenscoff-minotière (Haiti) »2012

[18] R.M. FAURE, « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes » Centre d'Étude des Tunnels - Bron, France - 2001

[19] Laurent Vulliet , Lyesse Laloui , Jian Zhao « Mécanique des sols et des roches » avec écoulements souterrains et transferts de chaleur - 2016

[20]- jean durand ,paul Royet ,patrice metriaux - « Technique des petits barrages en afrique sahélienne et équatoriale ».

[21] - BET LECACT. « «Rapport géotechnique – Glissement de terrain RN18 : PK43+400 ».

[22] -Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 - Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique

[23] –Danile Cordary – « Mécanique des sols » ( 2$^{eme}$ tirage corrige ) janvier 1995

[24] – ali Bouafai et Mouna Mir – « Géni civil- introduction à la Mécanique des sols » page Bleues - 2010

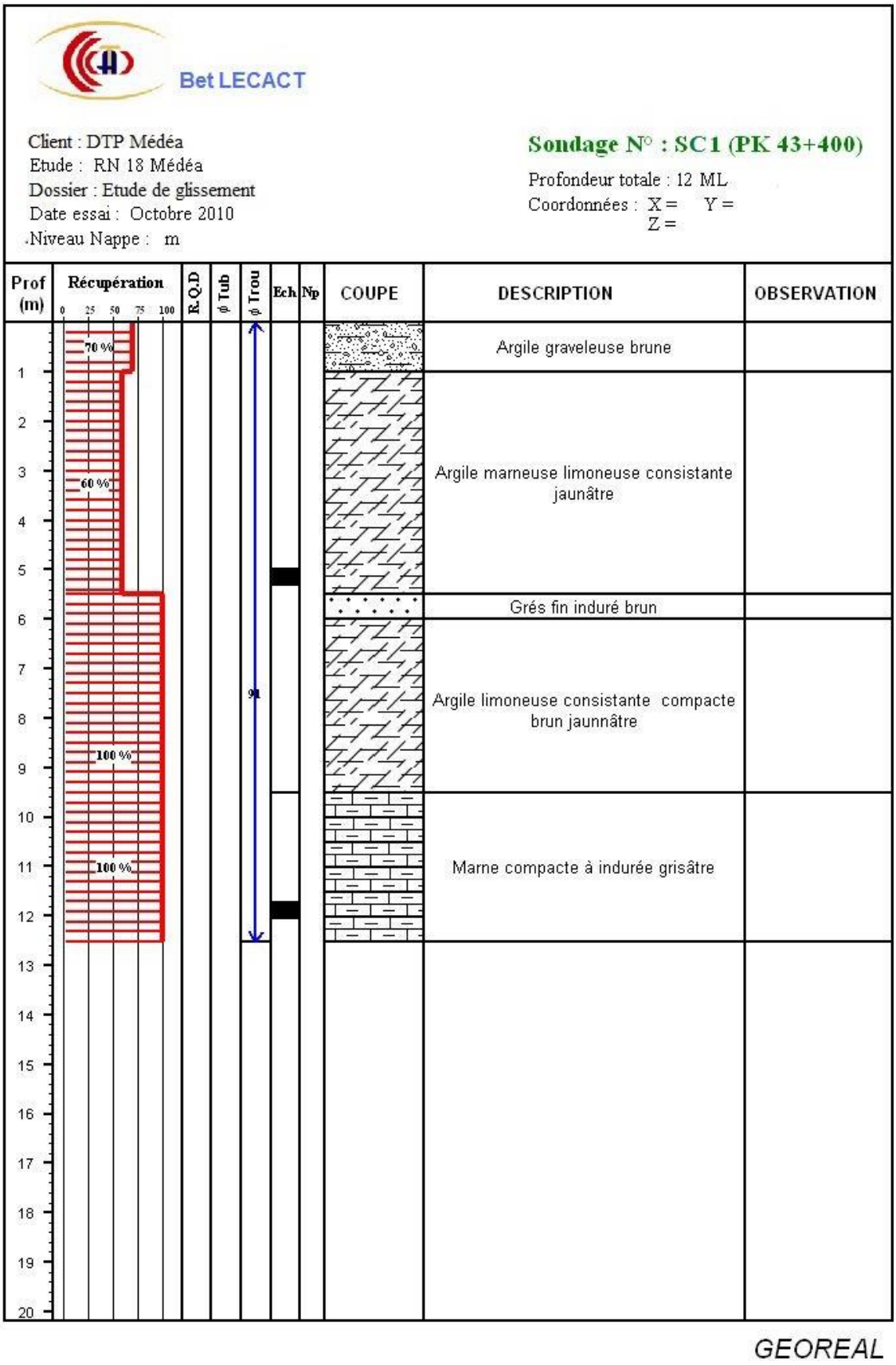
# ANNEXES

# 1. Résultats des essais In-situ

Coupes des sondages : 02

Pénétrogrammes : 10

## 1.1 Coupe du sondage :

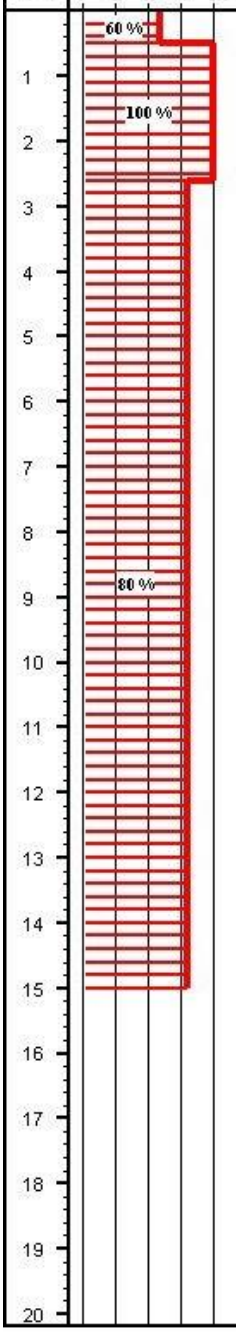


Bet LECACT

Client : DTP Médéa
Etude : RN 18 Médéa
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Mai 2011
Niveau Nappe : m

**Sondage N° : SC2 (PK 43+400)**

Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =




| COUPE | DESCRIPTION | OBSERVATION |
|---|---|---|
| | Remblai hétérogène | |
| | Argile limoneuse consistante brun jaunâtre | |
| | Marne très consistante à compacte gris cendré à bariolée | |
| | Mare altérée gris cendrée | |
| | Marne indurée gris clair | |
| | | |

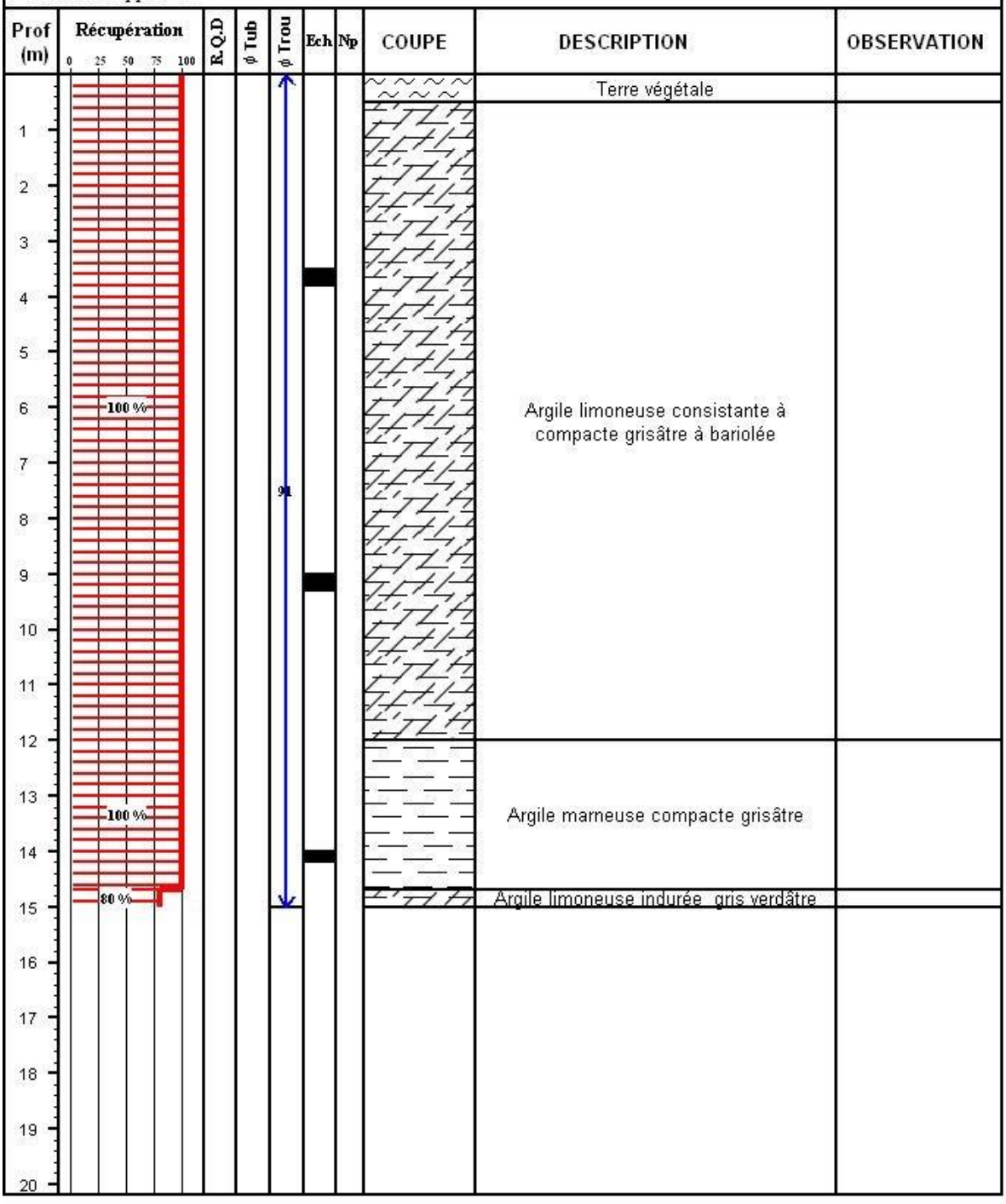
GEOREAL

Bet LECACT

Client : DTP Médéa
Etude : RN 18 Médéa
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Octobre 2010
Niveau Nappe : m

**Sondage N° : SC3 (PK 43+400)**

Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =




GEOREAL




**Figure 16 : Caisse à carotte du SC2.**



**Figure 17: Caisse à carotte du SC3.**

Bet LECACT

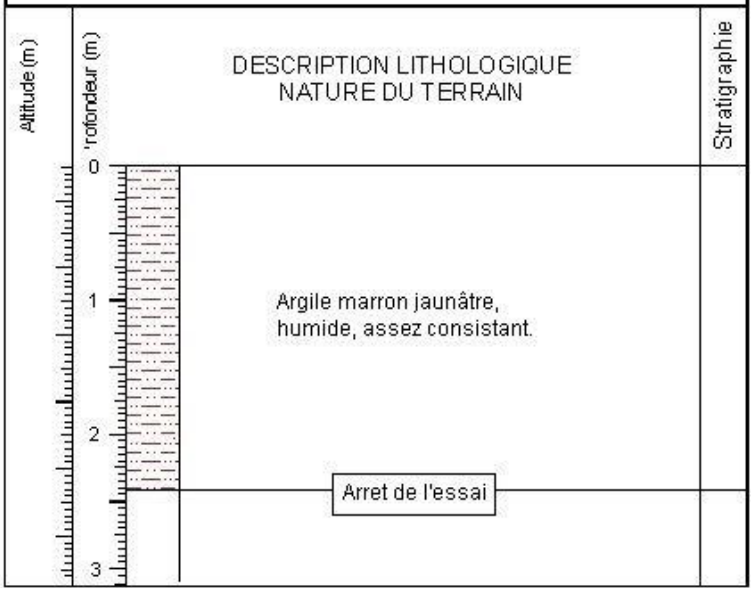
## Sondage N° : SCM1 (PK 43+400)

**Dossier: Etude de glissement lot°1.** **Site : RN18_PK43+400**

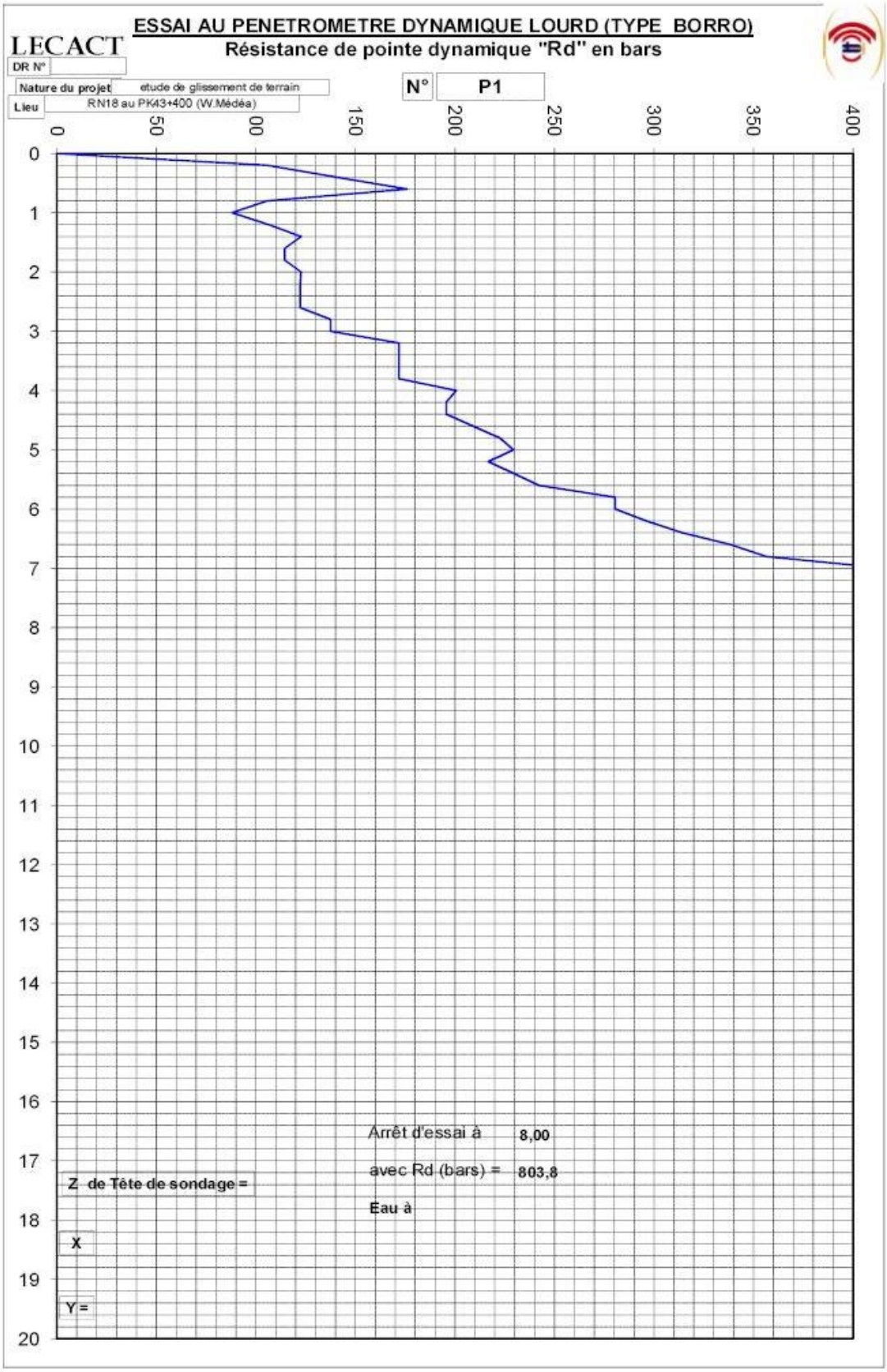
**Client : DTP Médéa** **Date: 05/12/2010**

**Etude : Etude de glissement .**

*Niveau d'eau: 2,1 m*



## 2.2 Pénétrogrammes :



LECACT

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

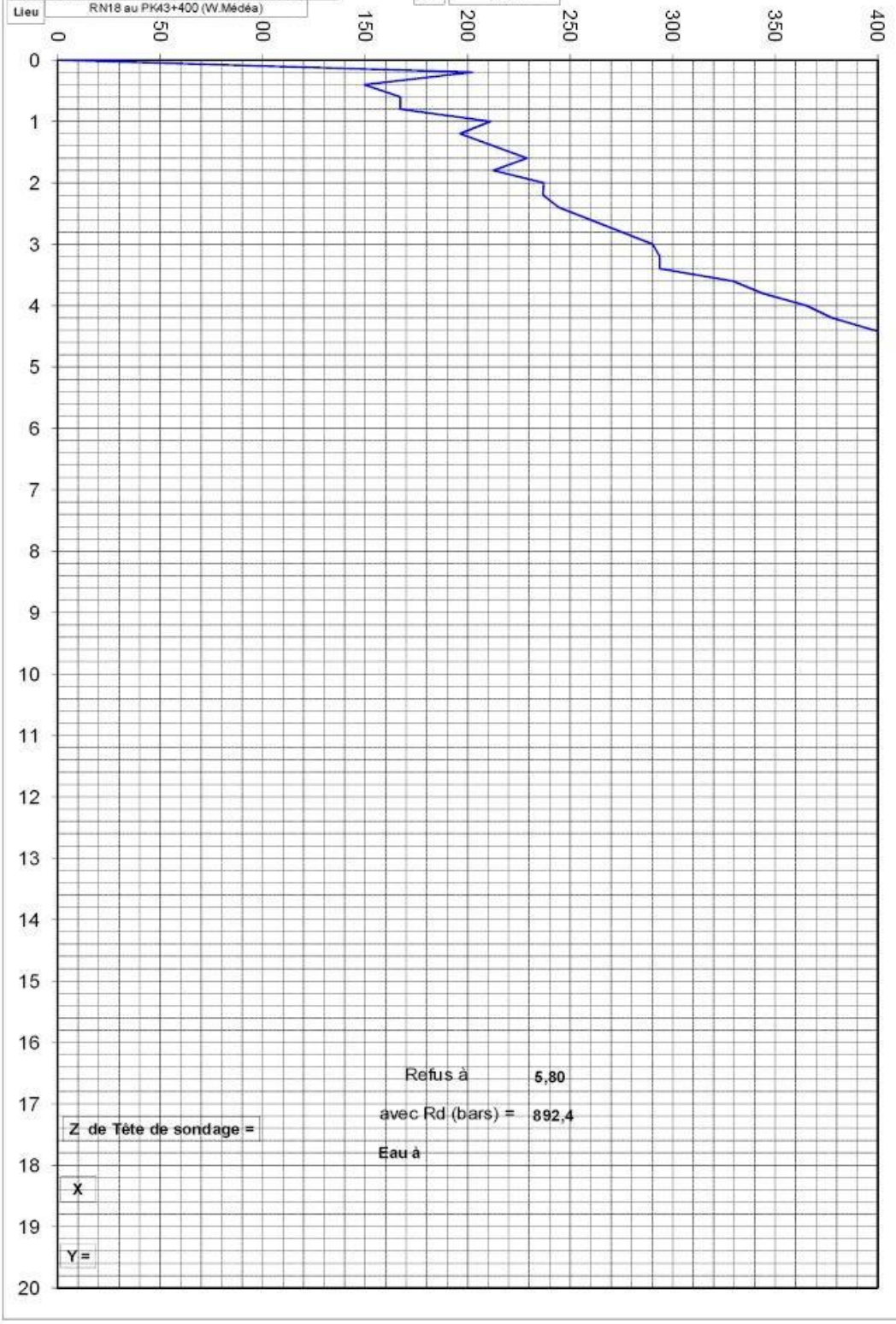
### Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P2



## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

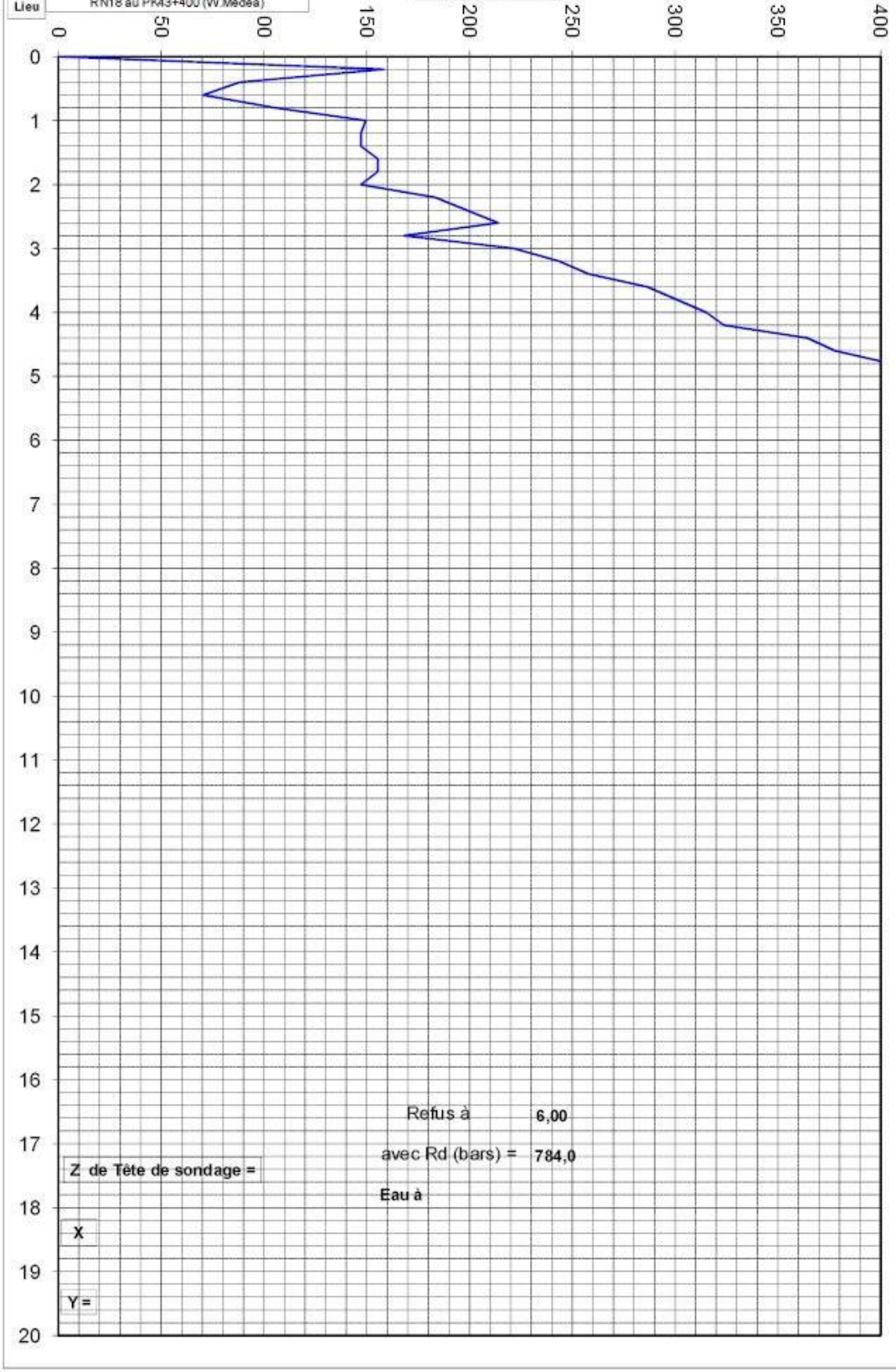
### Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P3




Refus à 6,00

avec Rd (bars) = 784,0

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

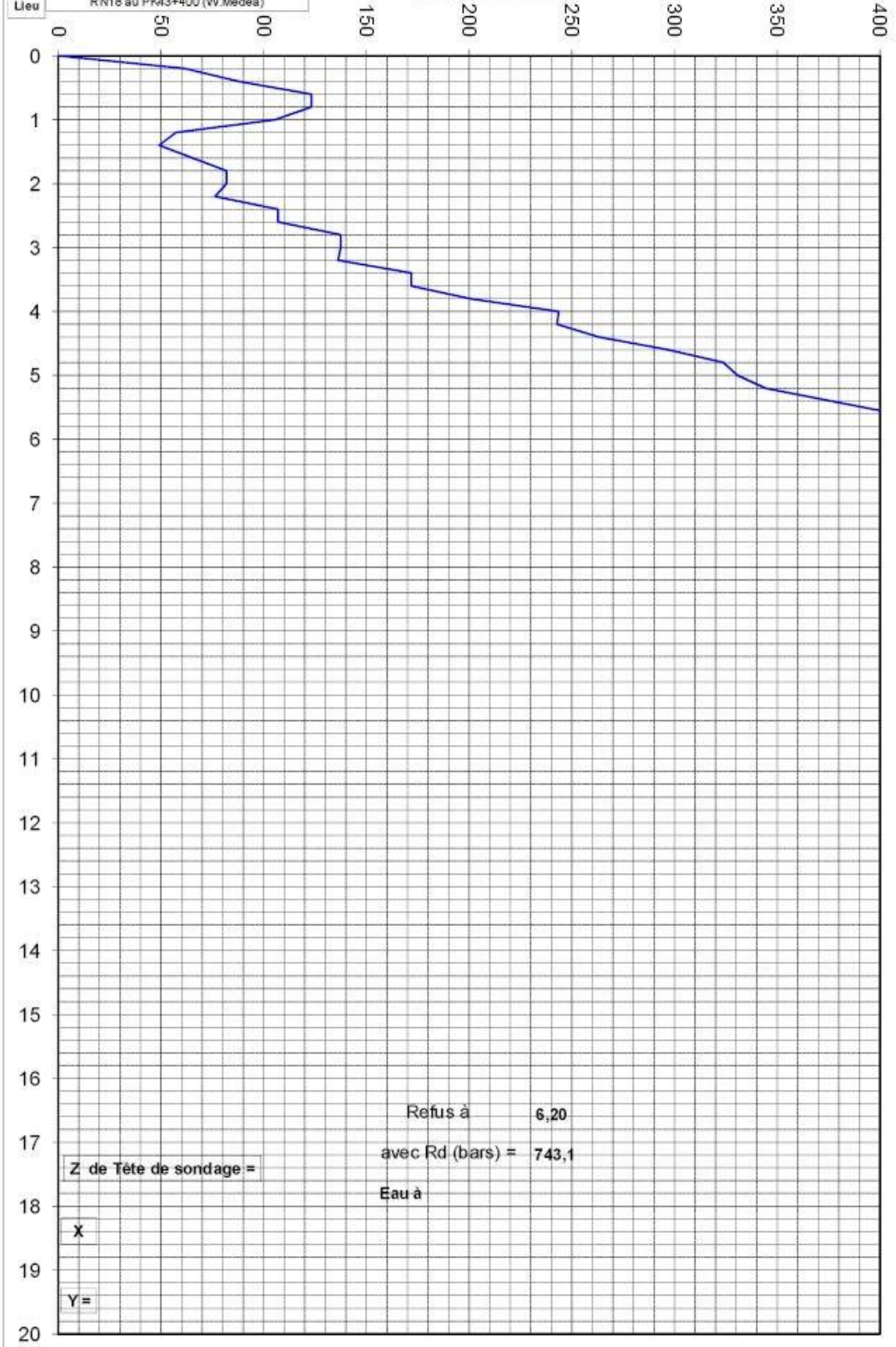
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P4




Refus à 6,20

avec Rd (bars) = 743,1

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y=

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

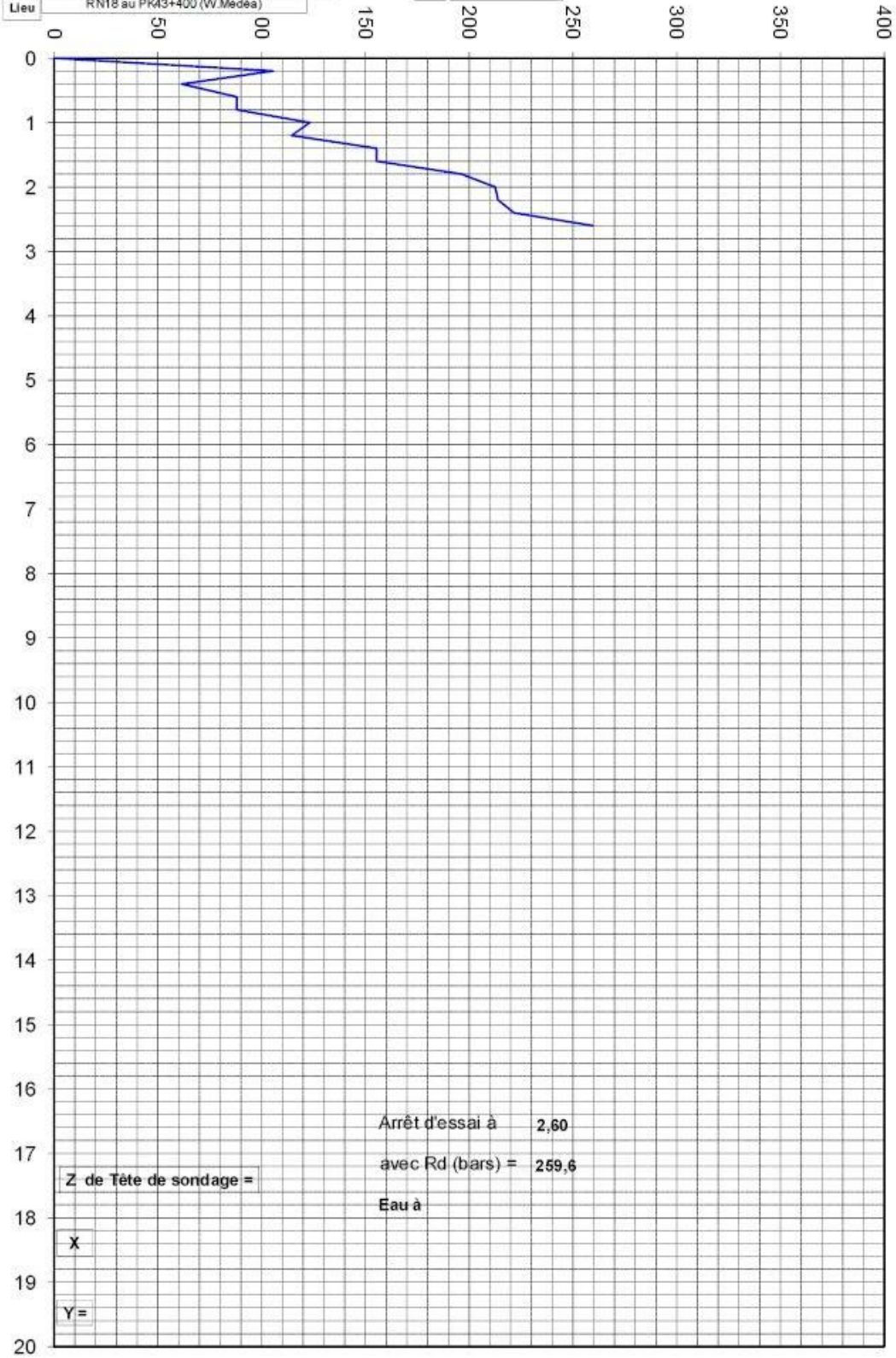
**Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars**

DR N°

Nature du projet : etude de glissement de terrain

Lieu : RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P5




Arrêt d'essai à 2,60

avec Rd (bars) = 259,6

Eau à

Z de Tête de sondage =

X

Y =

LECACT

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

### Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P6




Refus à 6,80

avec Rd (bars) = 725,0

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

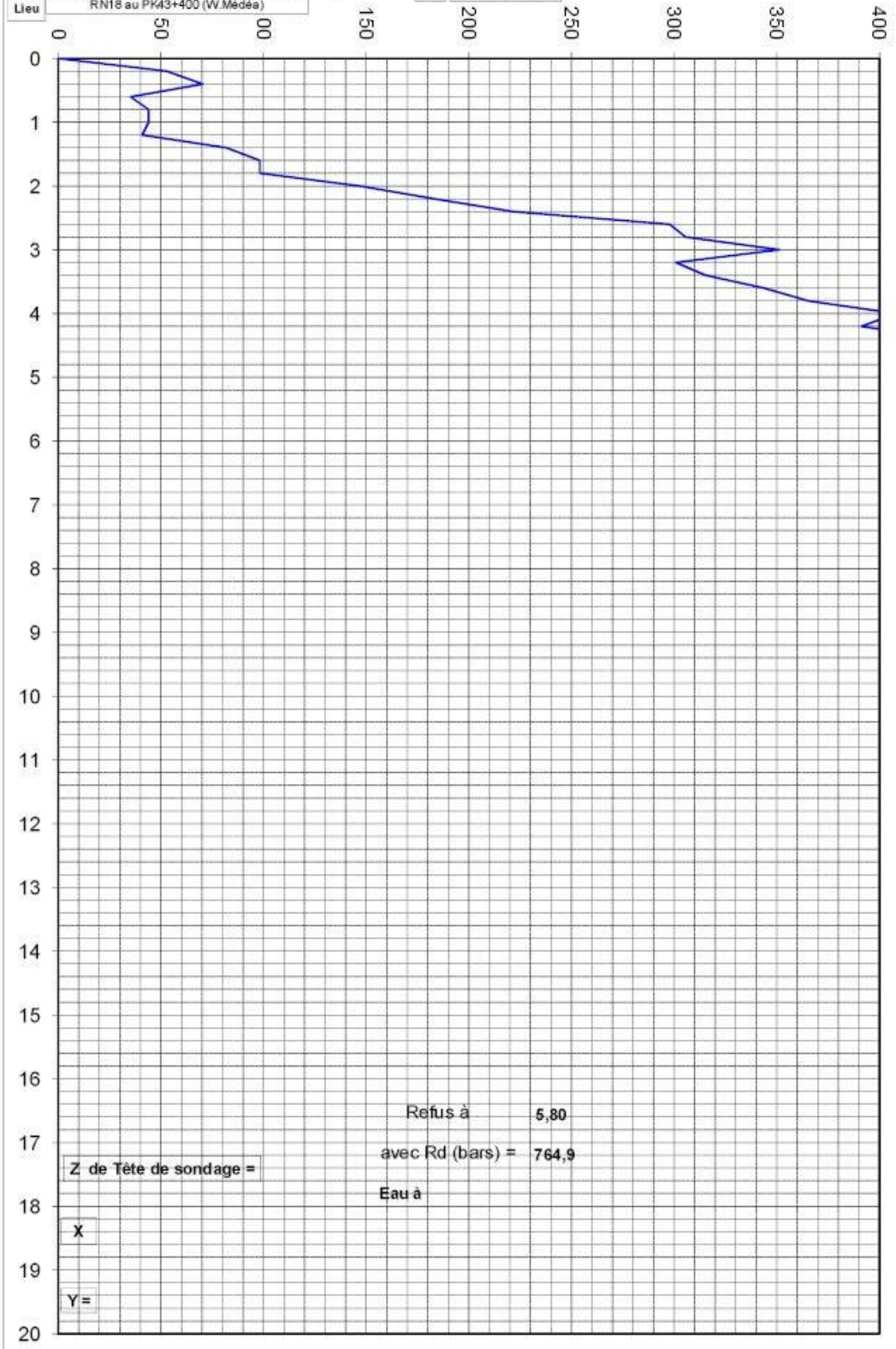
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P7




Refus à 5,80

avec Rd (bars) = 764,9

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

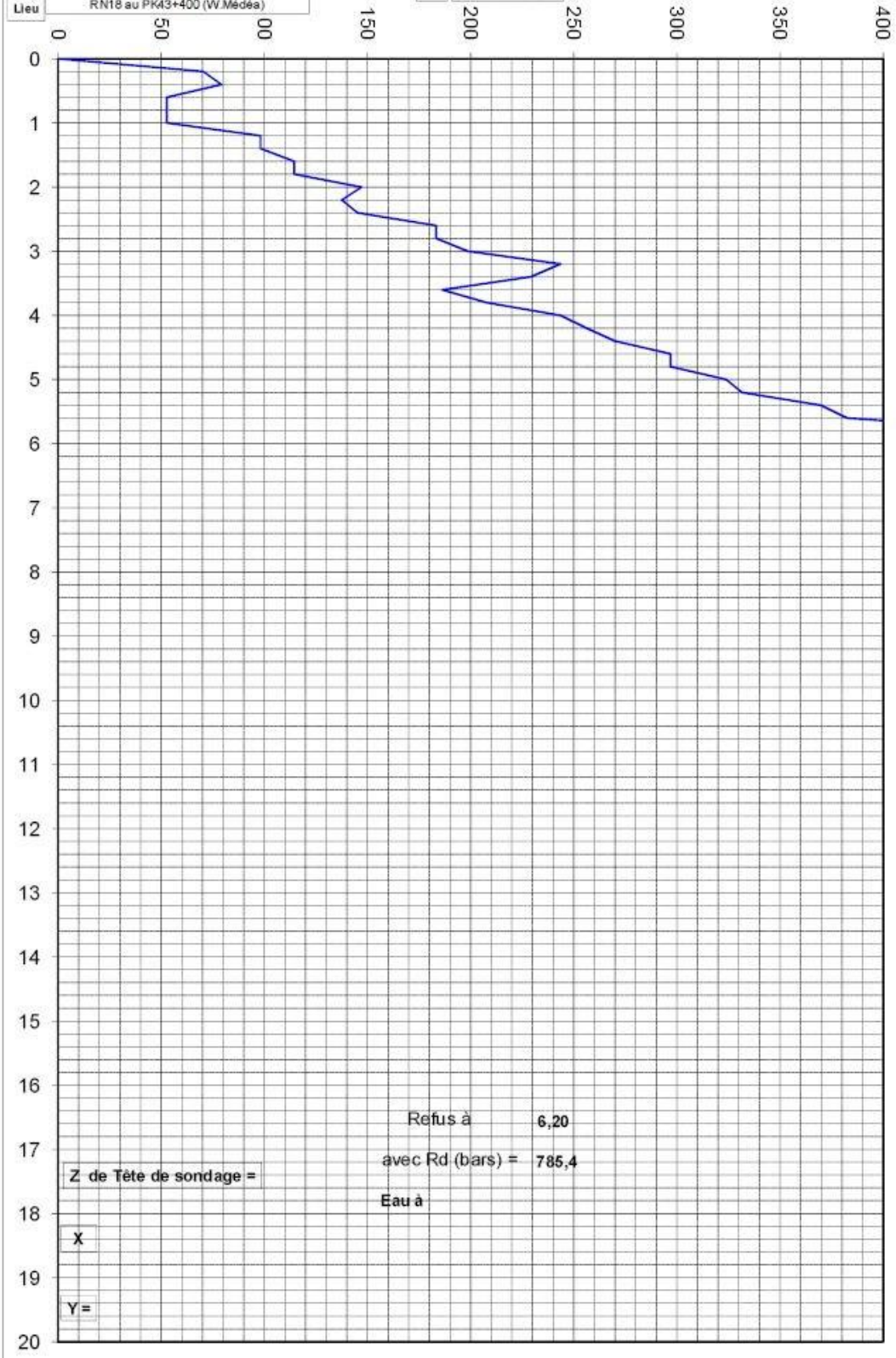
### Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P8



## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

### Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

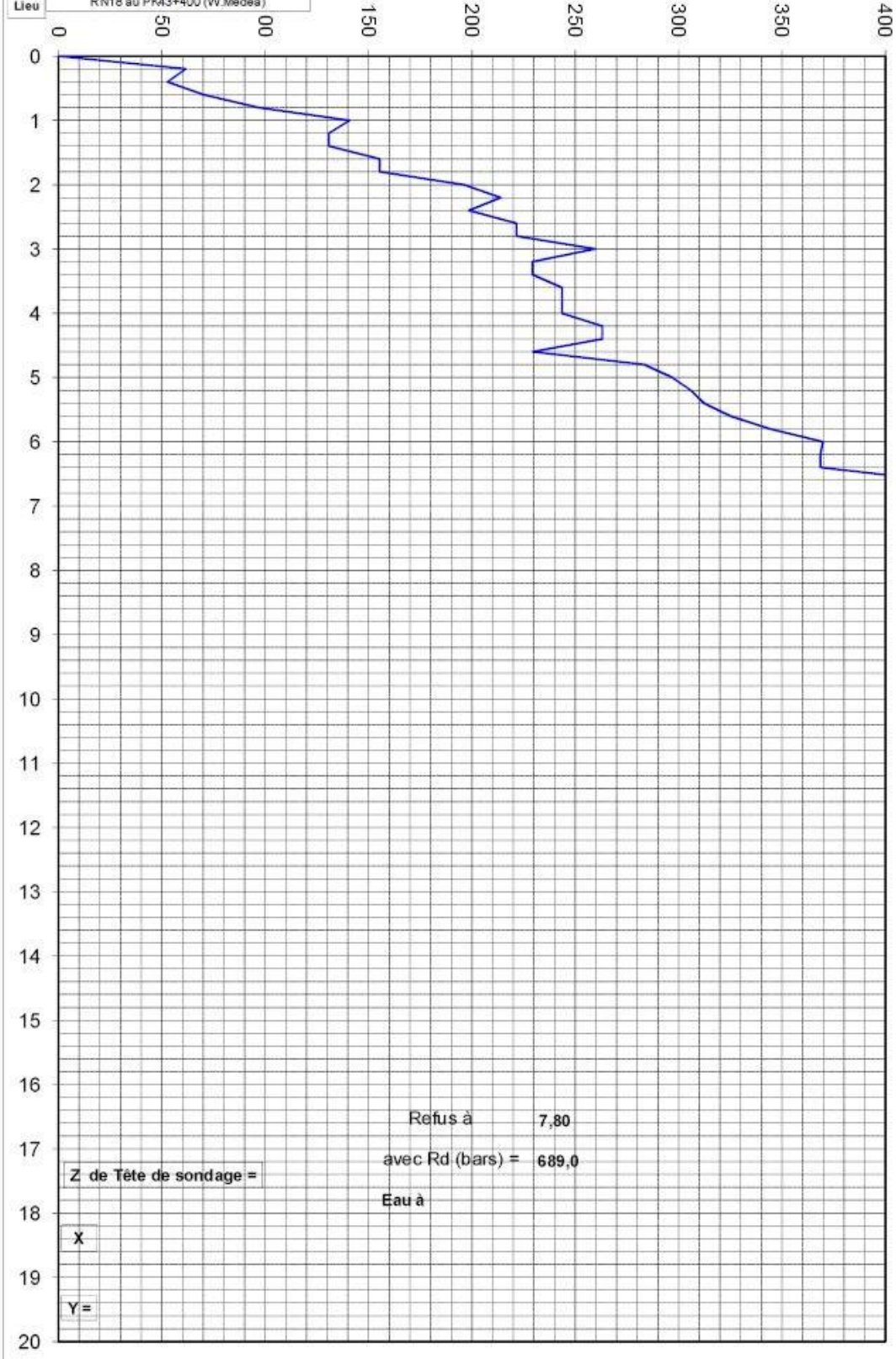
LECACT

DR N°

Nature du projet: etude de glissement de terrain

Lieu: RN18 au PK43+400 (W.Médéa)

N° P9




Refus à 7,80

avec Rd (bars) = 689,0

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

# 2. Résultats des essais Labo

## 2.1 Courbes granulométriques

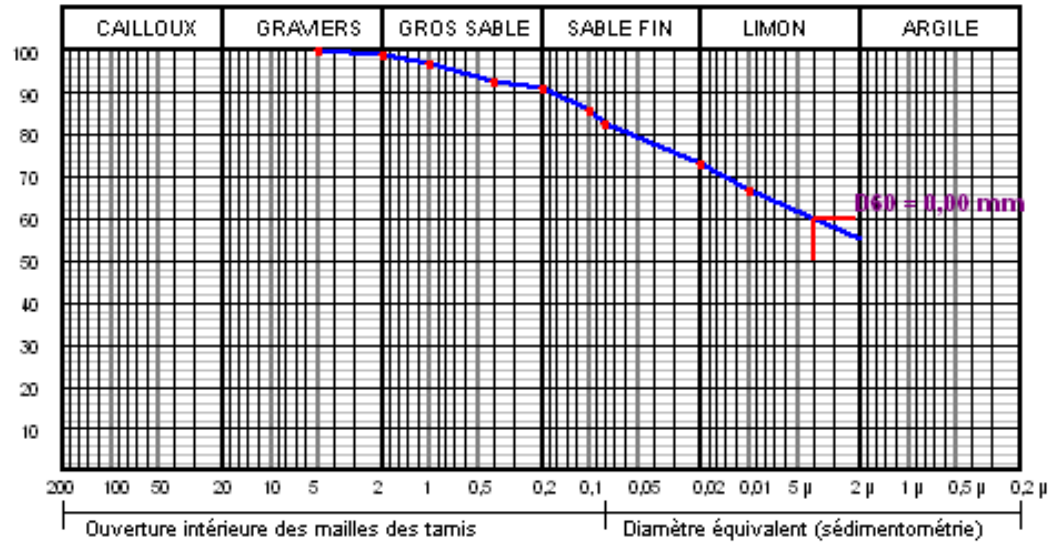
ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 43+400 Amont

CLIENT : BET LECACT Alger

DATE ESSAIS : Avril 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 1/1.2 m Argile limoneuse consistante brun



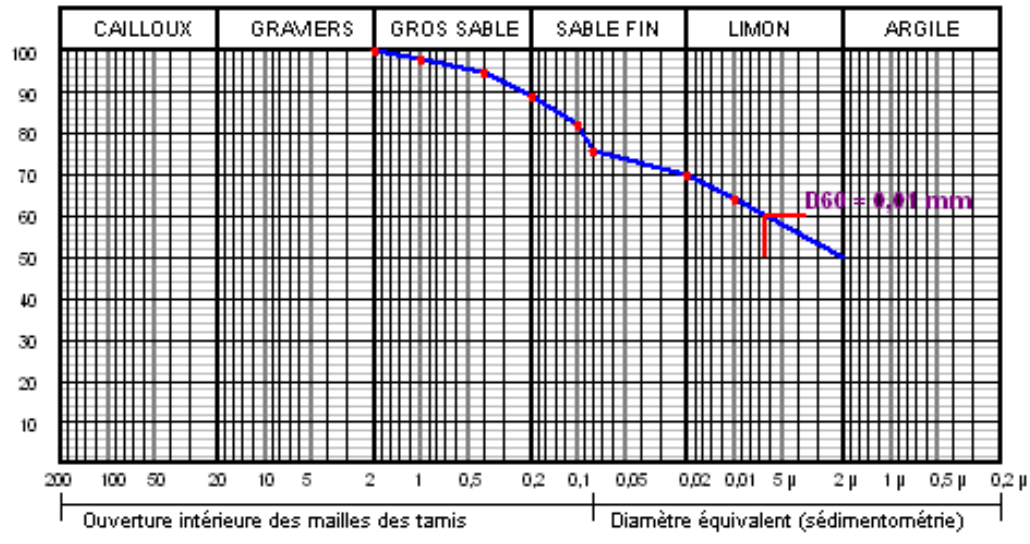

ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 43+400 Amont

CLIENT : BET LECACT Alger

DATE ESSAIS : Avril 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 3.3/3.8m Marne très consistante à compac



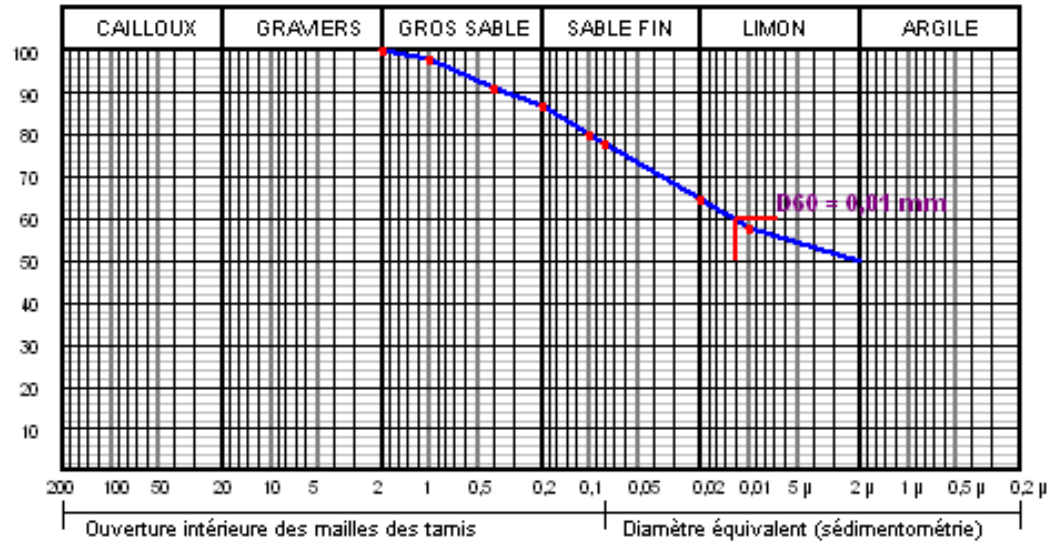
ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 43+400 Amont

CLIENT : BET LECACT Alger

DATE ESSAIS : Avril 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 8.7/9.0m Marne altérée gris cendrée (SC



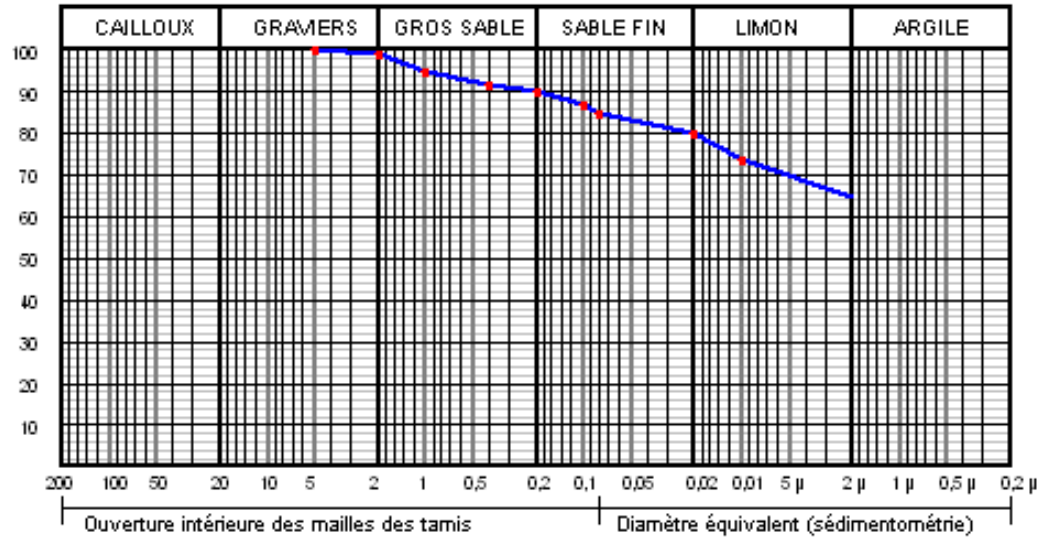

ETUDE : Glissement RN18 Médéa Khemis miliana PK 43+400 Amont

CLIENT :

DATE ESSAIS : Mai 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 3.5/3.8m Argile limoneuse compacte grisâ



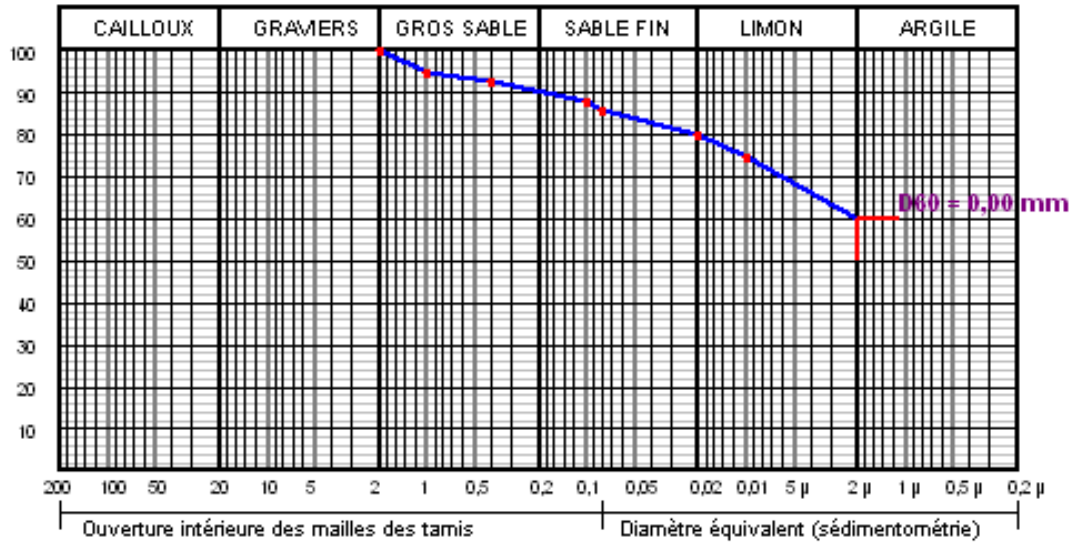
ETUDE : Glissement RN18 Médéa Khemis miliana PK 43+400 Amont

CLIENT :

DATE ESSAIS : Mai 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 9/9.3m Argile limoneuse compacte grisâtr



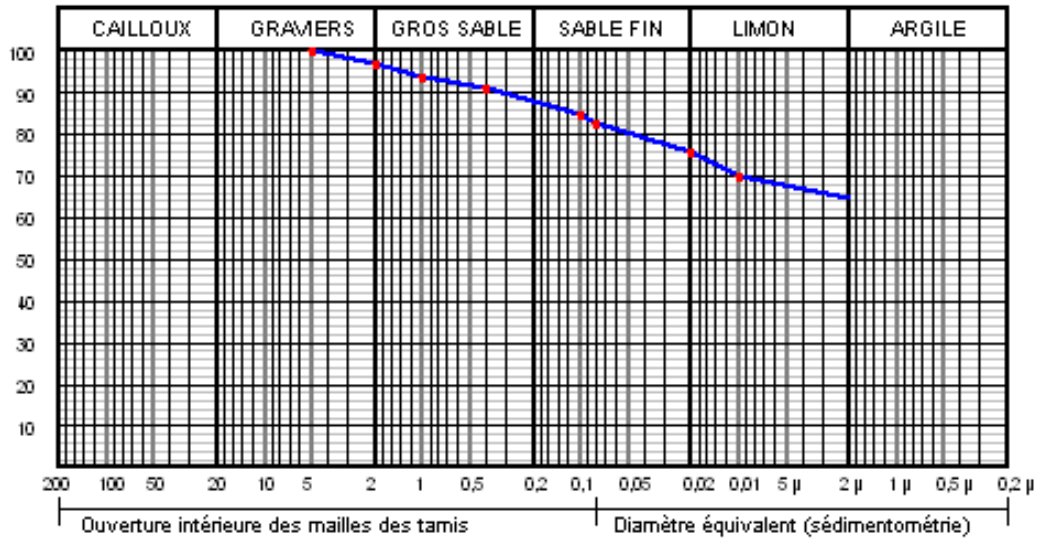

ETUDE : Glissement RN18 Médéa Khemis miliana PK 43+400 Amont

CLIENT :

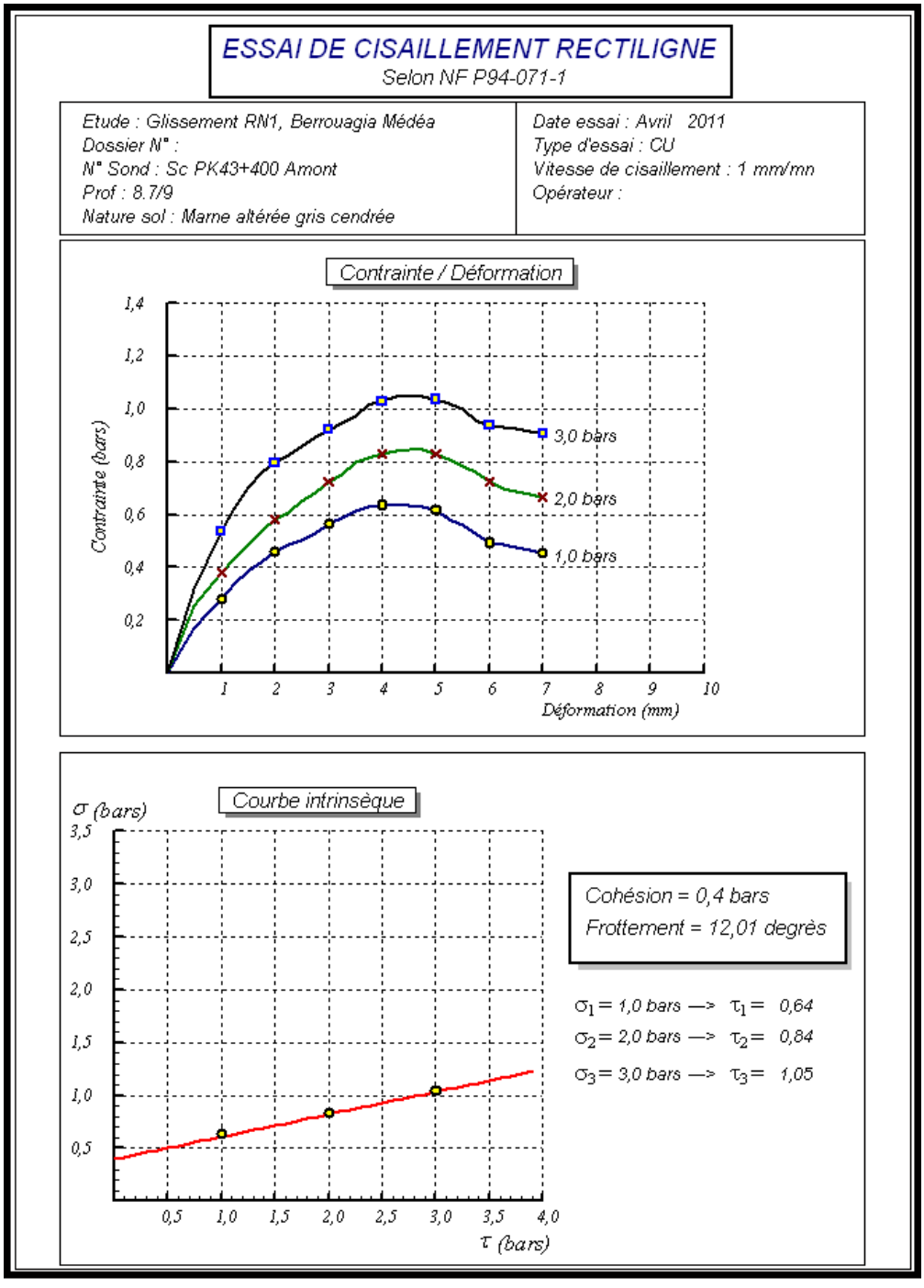
DATE ESSAIS : Mai 2011

## ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 14/14.2m Argile marneuse compacte grisâ



## 2.2 Courbes de cisaillement

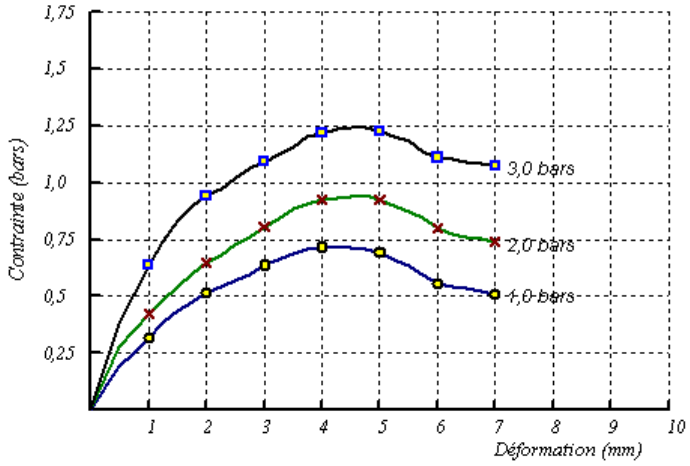


# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

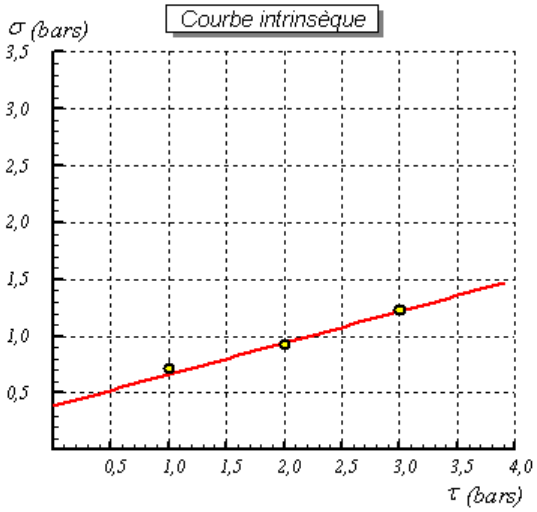
Selon NF P94-071-1

| | |
|---|---|
| Etude : Glissement RN1, Berrouagia Médéa | Date essai : Avril 2011 |
| Dossier N° : | Type d'essai : CU |
| N° Sond : Sc PK43+400 Amont | Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn |
| Prof : 1/1.2 | Opérateur : |
| Nature sol : Argile limoneuse consistante brun jaunâtre | |

## Contrainte / Déformation




## Courbe intrinsèque




Cohésion = 0,39 bars

Frottement = 15,53 degrès

$\sigma_1$ = 1,0 bars —> $\tau_1$ = 0,72

$\sigma_2$ = 2,0 bars —> $\tau_2$ = 0,93

$\sigma_3$ = 3,0 bars —> $\tau_3$ = 1,24

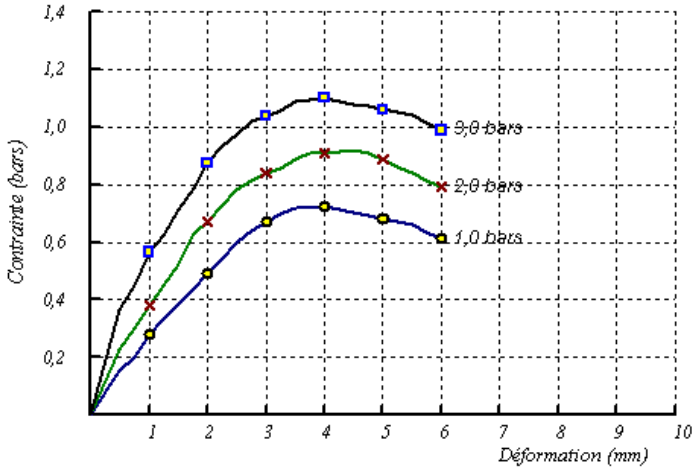
Programme «Soltests». Email: georeal_dz@yahoo.fr

# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

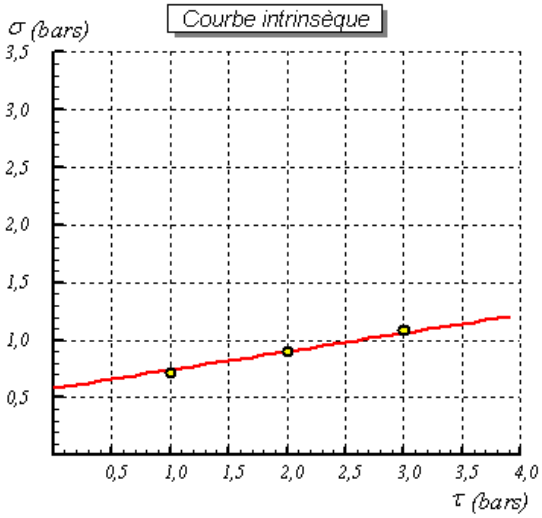
Selon NF P94-071-1

| | |
|---|---|
| Etude : Suite de l'étude glissement RN18 | Date essai : Mai 2011 |
| Dossier N° : | Type d'essai : UU |
| N° Sond : Sg PK 43+400 Amont | Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn |
| Prof : 3.5/3.8m | Opérateur : |
| Nature sol : Argile limoneuse compacte grisâtre à panachée | |

## Contrainte / Déformation




## Courbe intrinsèque




Cohésion = 0,58 bars

Frottement = 9,1 degrès

$\sigma_1$ = 1,0 bars —> $\tau_1$ = 0,72

$\sigma_2$ = 2,0 bars —> $\tau_2$ = 0,91

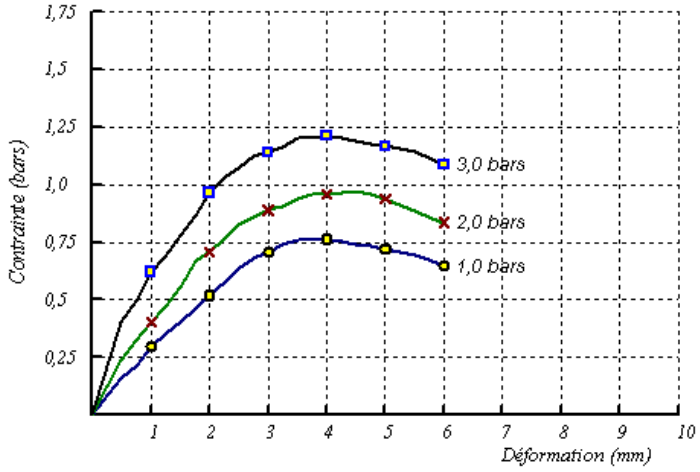
$\sigma_3$ = 3,0 bars —> $\tau_3$ = 1,09

# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

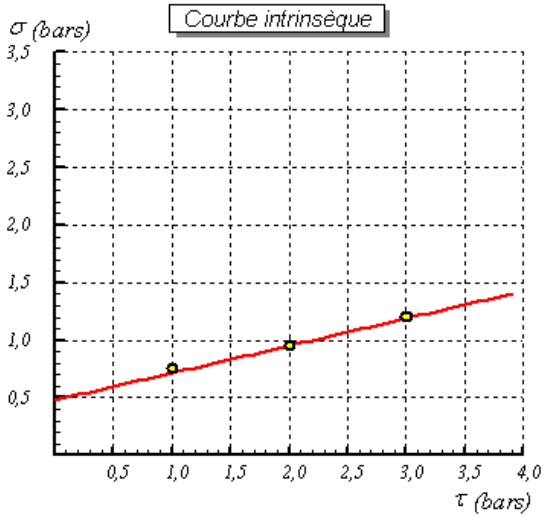
Selon NF P94-071-1

| | |
|---|---|
| Etude : Suitede l'étude glissement RN18 | Date essai : Mai 2011 |
| Dossier N° : | Type d'essai : UU |
| N° Sond : Sg PK 43+400 Amont | Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn |
| Prof : 9.0/9.3m | Opérateur : |
| Nature sol : Argile limoneuse compacte grisâtre à panachée | |

## Contrainte / Déformation




## Courbe intrinsèque




Cohésion = 0,48 bars

Frottement = 13,33 degrès

$\sigma_1$ = 1,0 bars —> $\tau_1$ = 0,76

$\sigma_2$ = 2,0 bars —> $\tau_2$ = 0,96

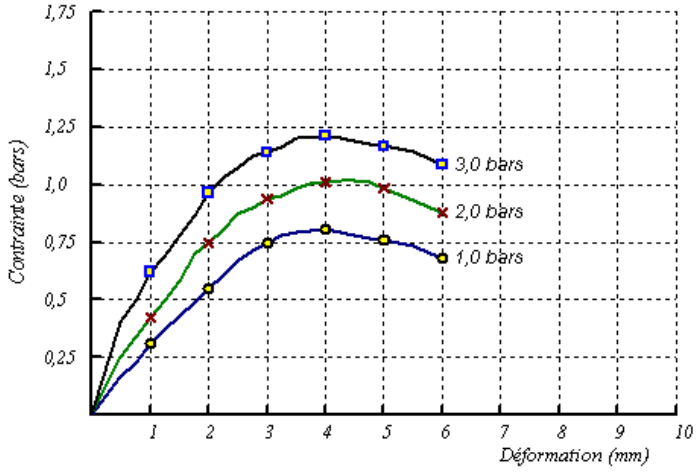
$\sigma_3$ = 3,0 bars —> $\tau_3$ = 1,20

# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

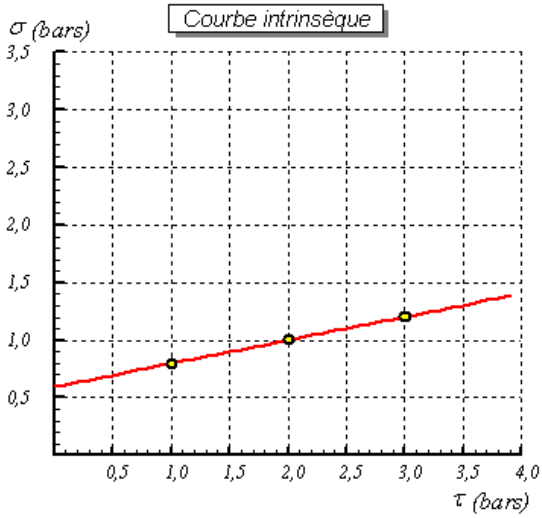
Selon NF P94-071-1

| | |
|---|---|
| Etude : Suite de l'étude glissement RN18 | Date essai : Mai 2011 |
| Dossier N° : | Type d'essai : UU |
| N° Sond : Sg PK 43+400 Amont | Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn |
| Prof : 14/14.2m | Opérateur : |
| Nature sol : Argile marneuse compacte grisâtre | |

## Contrainte / Déformation




## Courbe intrinsèque




Cohésion = 0,6 bars

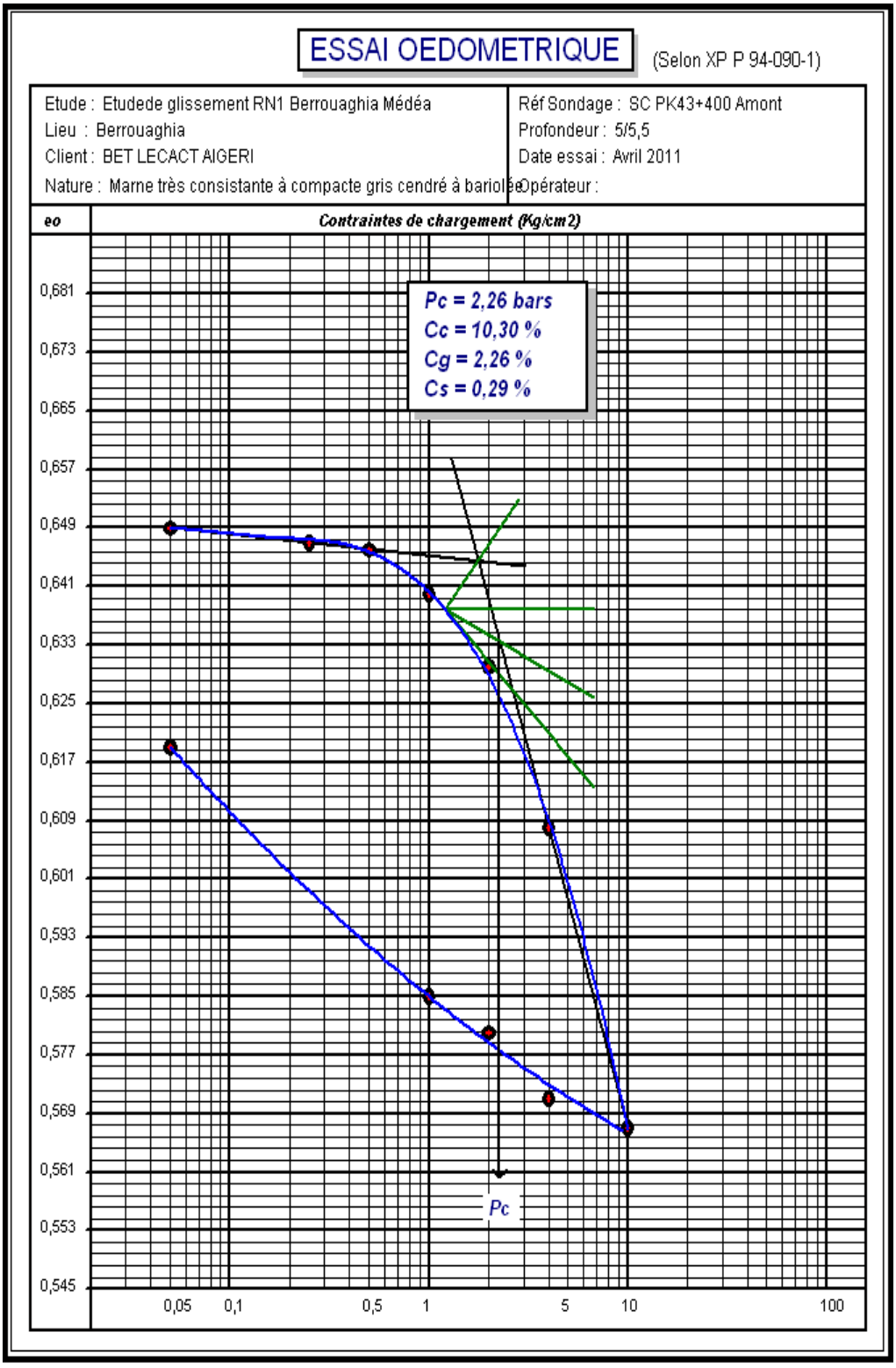
Frottement = 11,45 degrès

$\sigma_1$ = 1,0 bars —> $\tau_1$ = 0,80

$\sigma_2$ = 2,0 bars —> $\tau_2$ = 1,01

$\sigma_3$ = 3,0 bars —> $\tau_3$ = 1,20

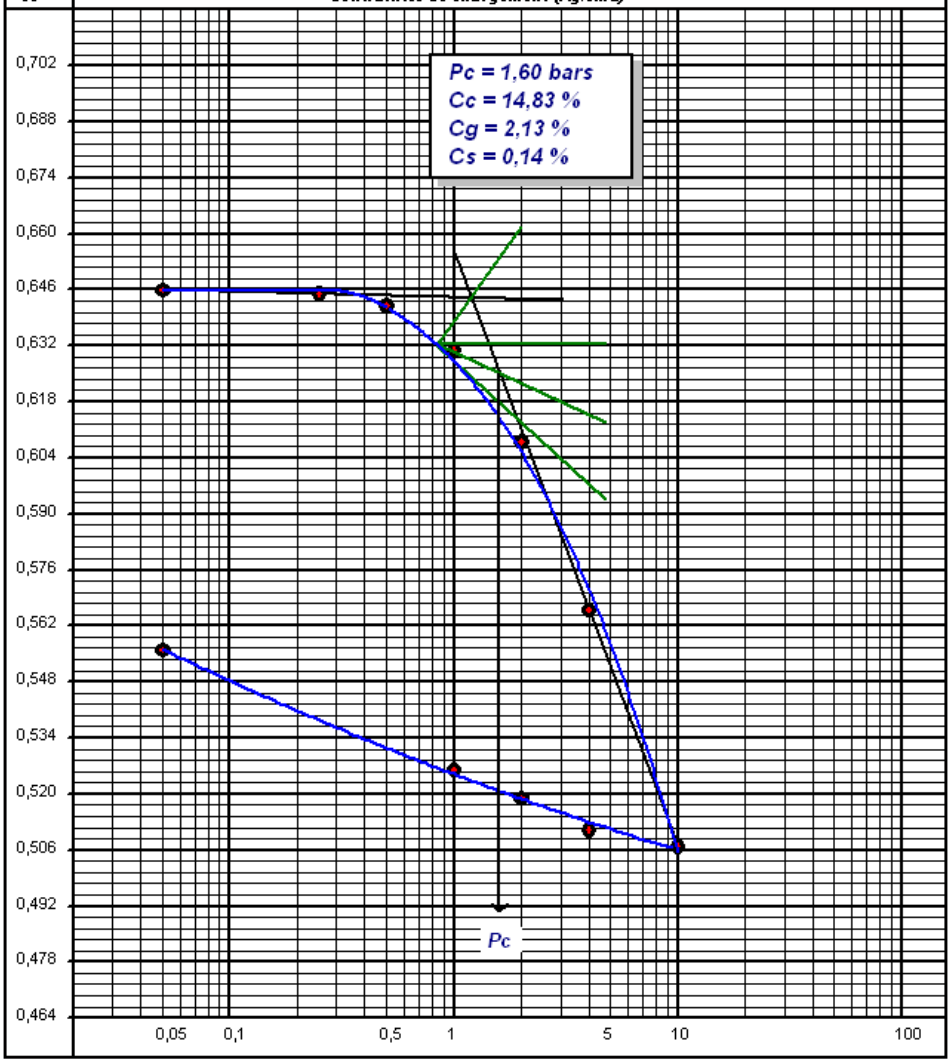
## 2.3 Courbes de compressibilité



# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

| | |
|---|---|
| Etude : 2tudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa | Réf Sondage : SC PK43+400 Amont |
| Lieu : Berrouaghia Médéa | Profondeur : 8,7/9,0 |
| Client : BET LECACT Alger | Date essai : Avril 2011 |
| Nature : Marne altérée gris cendrée | Opérateur : |

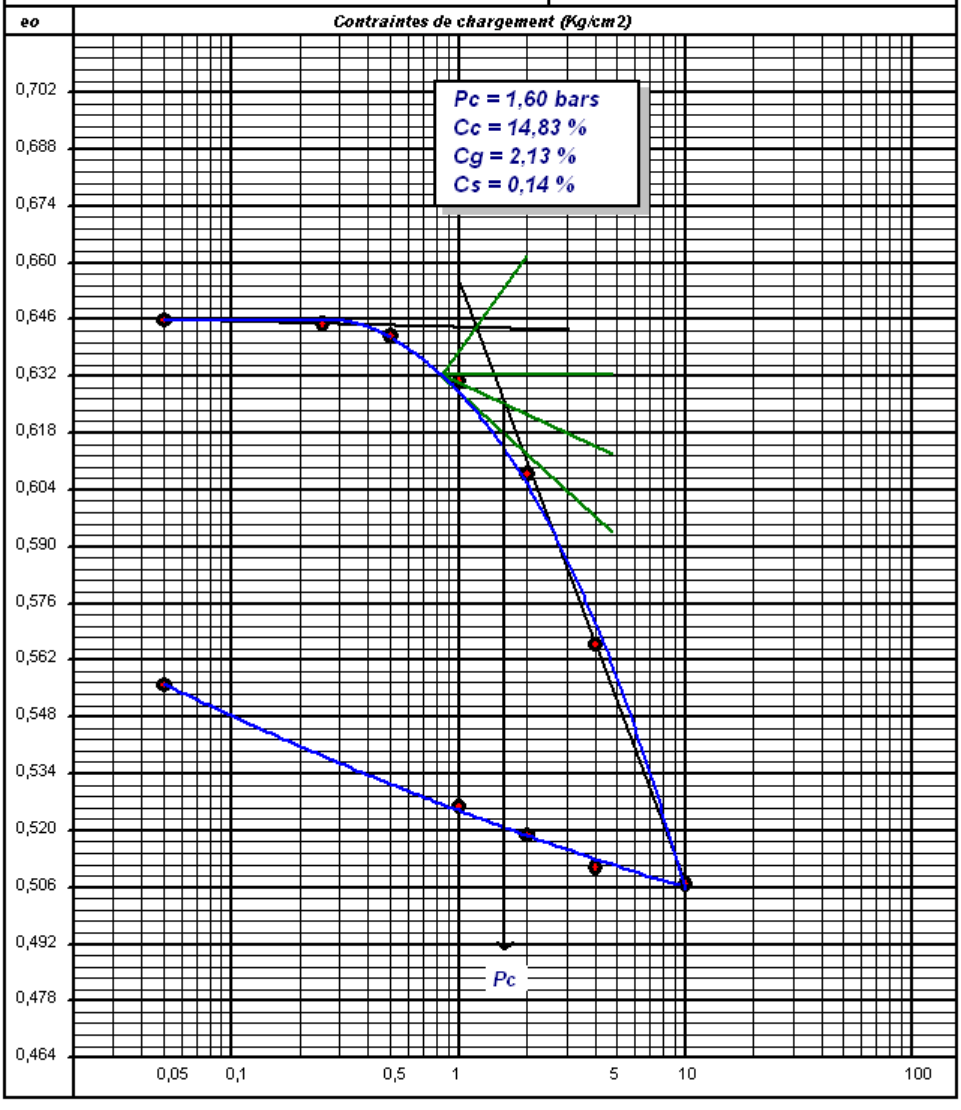



Programme «Soltests». Email : geoteal_cbt@yahoo.fr

# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

| | |
|---|---|
| Etude : 2tudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa | Réf Sondage : SC PK43+400 Amont |
| Lieu : Berrouaghia Médéa | Profondeur : 1/1,2m |
| Client : | Date essai : Avril 2011 |
| Nature : Argile limoneuse consistante brun jaunâtre | Opérateur : |

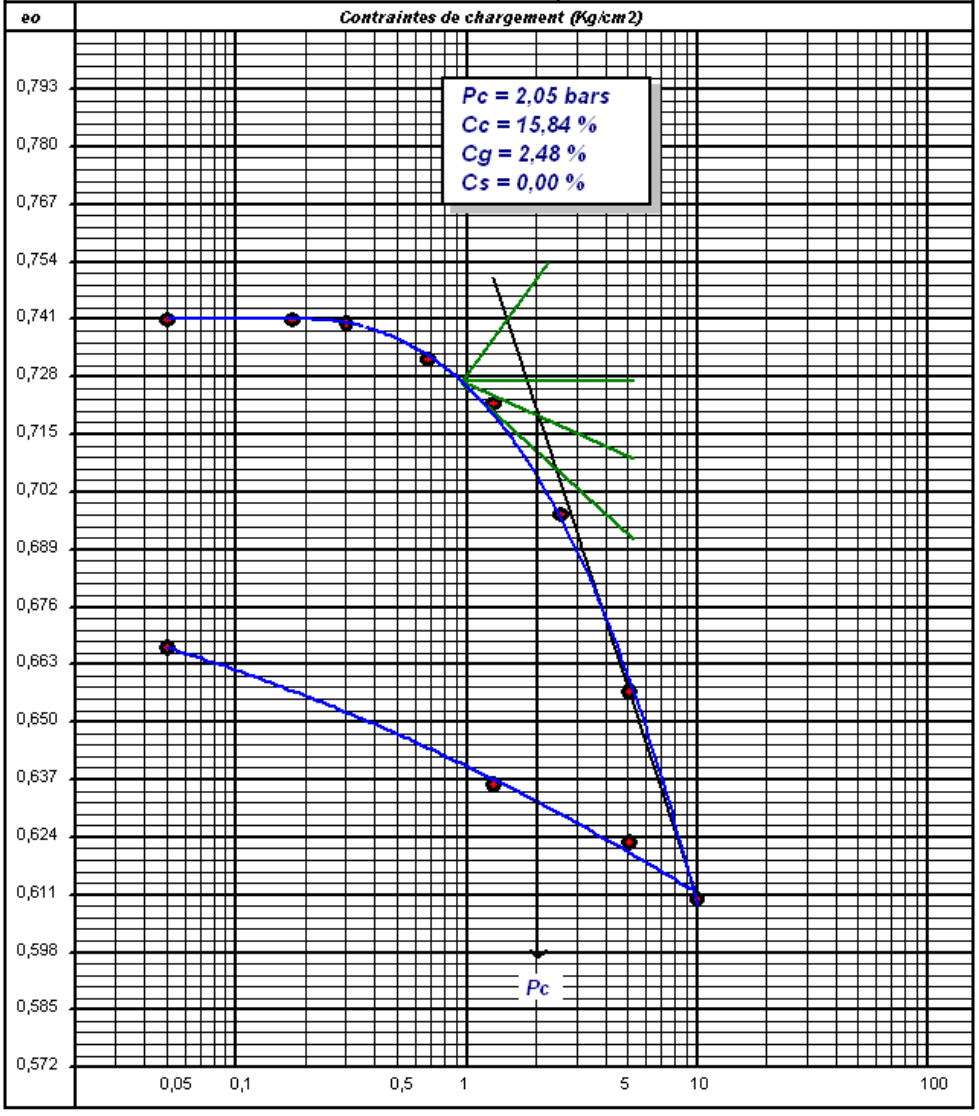



Programme «Soltest» . Email : geovesl_cbt@yahoo.fr

# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

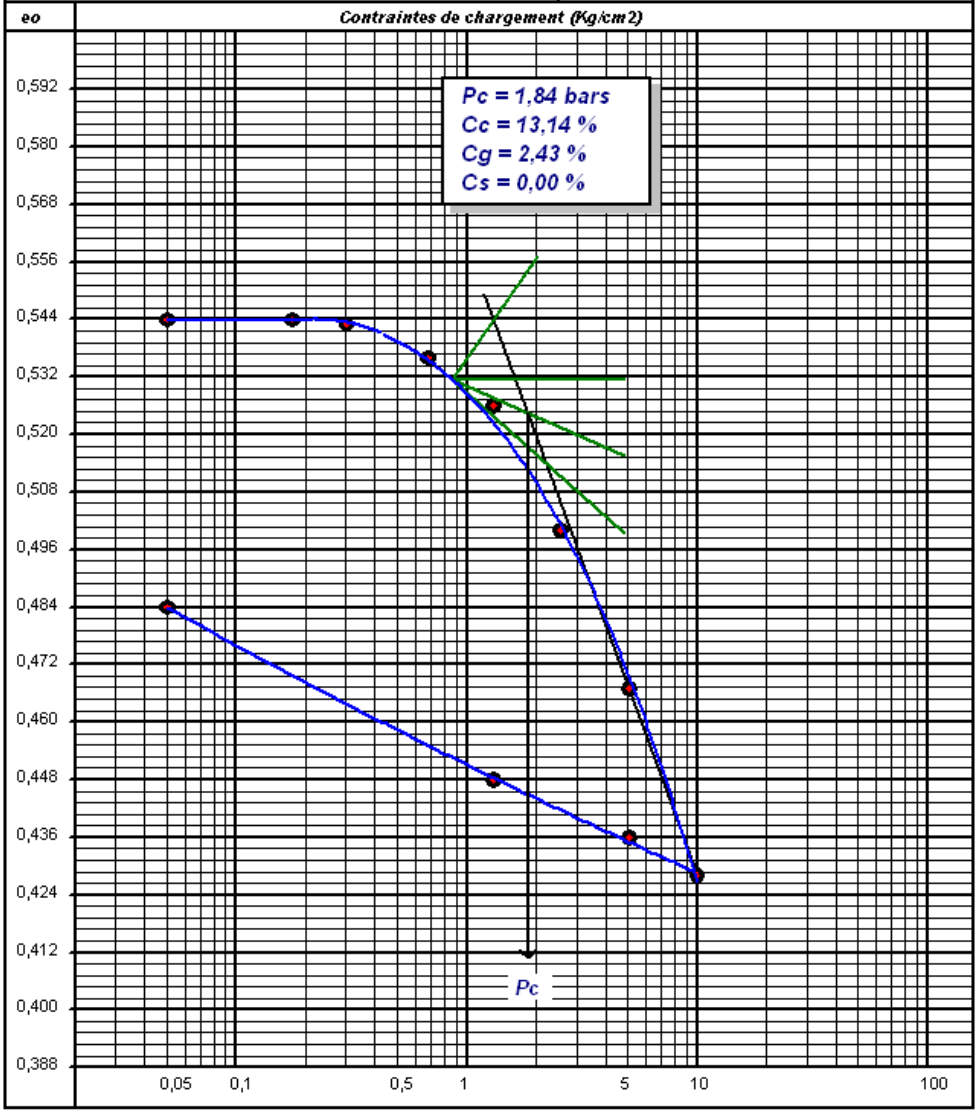
| | |
|---|---|
| Etude : Glissement RN18 Médéa Khemis PK 43+400 Amont | Réf Sondage : PK 43+400 Amont |
| Lieu : RN18 Médéa Khemis | Profondeur : 3,5/3,8 |
| Client : | Date essai : MAI 2011 |
| Nature : Argile limoneuse compacte grisâtre à panachée | Opérateur : |



# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

| | |
|---|---|
| Etude : Glissement RN18 Médéa Khemis PK 43+400 Amont | Réf Sondage : PK 43+400 Amont |
| Lieu : RN18 Médéa Khemis | Profondeur : 9/9.3m |
| Client : | Date essai : MAI 2011 |
| Nature : Argile limoneuse compacte grisâtre | Opérateur : |



# ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

| | |
|---|---|
| Etude : Glissement RN18 Médéa Khemis PK 43+400 Amont | Réf Sondage : PK 43+400 Amont |
| Lieu : RN18 Médéa Khemis | Profondeur : 14/14.2m |
| Client : | Date essai : MAI 2011 |
| Nature : Argile marneuse compacte grisâtre | Opérateur : |

