REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEYAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité :géotechnique

Traitement de glissement de Terrain sur RN 01 PK71 + 950 chiffa

Présenté par

Aissani abderrazzak

Sadmi mohammed

Proposé et Dirigé par

Dr : BenSaada Abdelhalim

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENT

Merci à Dieu Tout-Puissant d'abord et avant tout, qui m'a permis de terminer ce travail, et pour le bien de Reconnaissance de la faveur J'adresse mes sincères remerciements et ma grande gratitude au professeur superviseur Le Dr BenSaada AbdelHalim, malgré ses obligations avant de superviser ce travail, l'a laissé trouver

En ces mots tous nos remerciements et ma gratitude. Aussi, je n'oublie pas le professeur « Massad Ali » et tous les professeurs, chacun en son nom, pour m'avoir soutenu dans mon travail L'achèvement de ce mémorandum et ceux qui ne nous ont pas épargnés leurs conseils et leurs conseils, qu'Allah les récompense Je suis mille bons , et je ne manque pas non plus d'adresser mes remerciements aux professeurs membres du comité.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin, merci à tous.

- AISSANI ABDERRAZAK – SADMI MOHAMMED -

ملخص

إن هذا العمل المتواضع يتمثل في تحليل ودراسة أساليب الحد من انزلاق تربة تقع في ولاية المدية بالضبط على الطريق الوطني رقم **01** في النقطة الكيلو مترية رقم **71** كلم+**950** .

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

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق بواسطة برنامج حسابي هو: <Talren > .

أخيرا قمنا بدراسة مختلف أساليب الحد من الانزلاق واخترنا أحسنها تقنيا واقتصاديا.

الكلمات المفتاحية: انزلاق التربة، دراسة , حركة التربة, ضبط انزلاق التربة , نظام تالور

Résumé :

Mots clés :

Glissements de terrain , étude, mouvements de terrain ,stabilité glissements de terrain

Programme Talern 4

Ce modeste travail consiste en l'analyse et l'étude de méthodes de réduction des glissements de terrain localisés dans la wilaya de Médéa, exactement sur la Route Nationale N°01 au point kilométrique N°71 km 0+950.

C'est pourquoi nous avons commencé par des généralités sur les mouvements de sol et exactement les glissements de terrain : ses caractéristiques - ses types - ses diverses causes - et les systèmes de solutions proposés pour cela et les méthodes de calcul.

Nous sommes ensuite analysés ce glissement à l'aide d'un programme algorithmique Talern 4 Enfin, nous avons étudié les différentes méthodes de réduction des glissements et choisi la meilleure techniquement et économiquement.

Abstract:

Key words

Landslides, study, landslides, landslide stability Talern 4 program

This modest work deals with the analysis and the study of methods to reduce landslide located in the state of Medea, exactly on the National Road No. 01 at the kilometer point No. 71 km 0+950.

That is why we started with generalities about soil movements and exactly landslide: its characteristics - its types - its various causes - and the proposed solutions systems for it and methods of calculating it.

. We then analyzed this slippage using an algorithmic program: Talor4

Finally, we studied the various methods of reducing slippage and chose the best technically and economically one.

Sommaire

Remerciements

Résumé

Introduction général……..……....…….……01

Chapitre I Mouvement de terrain

I.1.Introduction:…….……..……..…..……02

I.2. Définition du mouvement de terrain……..……....……03

I.3. La Classification des mouvements de terrain :…….....……..…..…..…..03

I.3.1. Vitesses de déplacement :…….……..……...…03

I.4. Types de mouvement de terrain……..……..…….…….…05

I. 4.1. Mouvements verticaux: ……..……..…….05

I.4.1.1. Les mouvements lents: …….05

A - Les affaissements : ……..…05

B -La consolidation:……..…….....06

C - Les tassements d'ouvrages :……..……06

D - Les affaissements miniers :……..……06

I.4.1.2. Les mouvements rapides : ……06

A - Les effondrements :…….……06

I.4.2. Les mouvements de pente : ……..…..……...07

I.4.2.1. Les mouvements Rapides :…….07

A- Les écroulements :…….……...……07

b- Les coulées boueuses : ……..……..…..…….……08

I.4.2.2. Mouvements lents et continus ……...…..09

a- Reptation : ……...……...…..09

b- Fluage : ……...…….……...……..…10

c- Glissements de terrain……...……10

Chapitre II Glissements de terrain

II.1. Glissements de terrain……..…….…….……...13

II.2. Les caractéristiques des glissements de terrain :……..……...…..13

II.3. Les types de glissement de terrain : ……..15

A. Glissement plan :……..…….……..……...…..15

b. Glissement rotationnel :…….…….. 16

c. Les glissements quelconques : ……16

d. Glissement rocheux : …….……..……16

II.4 . Classification des glissements:…….…..…17

II.5. Les causes éventuelles des glissements :……...……18

II.5.1. La nature des terrains constituants le site :……...……..…18

II.5.2. Les diverses formes d'action de l'eau :……...…..…18

a)- Action rhéologique de l'eau :……...……18

b)- Effets de la pression interstitielle :……...……19

c)- Action de la pression de courant :……...…….19

II.5.3. Les facteurs mécaniques externes :……19

a)- Modification du moment moteur par charge en tête ou décharge en pied :..…….19

b)- L'effet du déboisement :…….....…20

c)- Séisme et plus généralement les vibrations :……...…...20

II.5.4. Les phases de glissements de terrain : …….……..….20

II.6.Conclusion :……...…….21

Chapitre III Méthodes de calcul de stabilité et confortement

III.1. Méthode de calcul du coefficient de sécurité :…….……22

III.1.1.Versant apparemment stable :…….……...22

III.1.2.Versant où un glissement est apparu : ……...22

III.1.3.Les différentes méthodes de calcul……....23

a-Méthodes globales :……..……24

.b- Méthodes des tranches :……..24

c- Méthodes des coins :……...24

III.1.4. Méthodes des tranches ……...….24

III.1.4. 1. Méthode de FELLENIUS……..……24

III.1.4. 2. Méthodes de BISHOP ……..…..….31

2.1. Méthode de Bishop détaillée ……...…..…31

2.2. Méthode de Bishop simplifiée :……...…..32

III.2. Méthodes de confortement :…….32

III.2.1. Terrassements :……33

III.2.1.1 Remblai de pied :…….……33

III.2.1.2. Allègement en tête :……..……..34

III.2.1.3. Reprofilage :……34

III.2.1.4. Purge :…….35

III.2.1.5. Substitution totale ou partielle :…….……35

III.2.2. Dispositifs de drainage :…….……..36

III.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :……..…37

III.2.2.2. Tranchées drainantes :…….……..…..37

III.2.2.3. Drains subhorizontaux :…….……38

III.2.2.4. Masques et éperons drainants :……..…39

III.2.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes :……39

III.4.3. Introduction d'éléments résistants :……..…39

III.2.3.1.Ouvrages de soutènement :……..……40

III.2.3.2. Tirants d'ancrages :……...…..41

III.2.3.3. Renforcement par inclusions :……...…..42

III.3 .Technique de surveillance :……..45

III.4. Conclusion :……...……..46

Chapitre IV. Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

IV .1 Introduction……..…47

IV.2 Reconnaissance du site…….47

IV.2.1.Carnet de repérage des polygonales de base……49

IV.3. aperçu géologique régional……..…50

IV.4. Désordres observes au PK 71 + 950…….……..…51

IV.4.1 Dégradations de chaussée :…….....……52

IV.4.2. Désordres affectant le mur de soutènement en aval Historique :……..…53

IV.5. Reconnaissance géotechnique :……...……56

IV.5.1. Reconnaissance in-situ:……56

IV.5.2. Reconnaissance in Essais en laboratoire ……..60

IV.5.3.Description des essais de laboratoire…….61

IV.6. Exploitation et interprétation des résultats……..64

IV.7 – conclusion ……..……...……66

Chapitre V. Calcul de stabilité

V.1.Interprétation des résultats……..…..67

V.2. Analyse du glissement par logiciel:……...…67

V.3. Application au glissement étudié…….…67

V.4. Vérification de la stabilité……69

V.4. 1. État initiale……...…….69

V.4.2 État confortement……...…….70

V.5.Cloutage de la zone de bombement du mur……..…..……72

V-6 Travaux de régénération du mur en maçonnerie aval……..….…..……73

V-7 Travaux de réfection de la chaussée dégradée……..……..……...73

V.8.Avant-métré…….……..…….……75

VI.9. conclusion …….…….…….…..…..79

Conclusion générale ……...……..80

Liste des figures

Chapitre I Mouvement de terrain

Figure. I.1.exemple de mouvement de terrain…….....…….03

Figure. I.2.exemple de mouvement de terrain……..…….03

Figure I. 3. Classification des mouvements de terrain [4] ……04

Figure. I.4. Affaissements……..05

Figure I. 5. Effondrement du toit des cavités [5]……...……06

Figure I. 6. Les écroulements [6]…….……..….08

Figure I. 7. Les morphologies de coulées [6]……...……...…08

Figure I. 8. Schéma qui illustre une coulée de boue. [7] ……..……..…..09

Figure I. 9. Reptation……09

Figure I. 10.exemple schématique d'un fluage…….…10

Figure I. 11.exemple schématique d'un glissement…….…11

Chapitre II Glissements de terrain

Figure. II.1. Types de glissement (plan à gauche, rotationnel à droite)…….....…13

Figure. II.1. Types de glissement (plan à gauche, rotationnel à droite …….... 13

Figure. II.3 schéma de principe d'un glissement de terrain……...14

Figure. II.4. schéma d'un glissement plan ……...…….……...15

Figure. II.5. schéma d'un glissement rotationnel simple simple ……..…..……...…16

Figure. II.6. Les phases de glissement de terrains……...21

Chapitre III Méthodes de calcul de stabilité et confortement

Figure III .1. schéma de méthode globale……23

Figure. III.2. schéma de méthode de coin……...…….24

Figure.III.3. Découpage en tranches d'un talus……..…….25

Figure.III.4.forces agissant sur la tranche……...…….26

Figure.III.5. forces agissant sur la tranche ……..……26

Figure.III.6. schéma d'un cercle profond……..27

Figure .III.7. Détermination du cercle critique……..…..……28

Figure.III. 8. Détermination de la valeur de pression interstitielle……..…….....30

Figure. III.9. Décomposition du poids total W de la tranche ABCD…….30

Figure.III.10. Valeurs de γ et u ou Δu à considérer selon la position du niveau statique aval…….……..…..…..31

Figure.III.11. : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques…..33

Figure. III. 12. Schéma de buté de pied……..……..34

Figure.III.13. Schéma d'allègement en tête…….…….34

Figure.III 14. Schéma de repro filage……..…..35

Figure.III.15. Schéma de substitution partielle……..…..36

Figure .III. 16. Coupe type d'une tranchée drainante……..38

Figure.III.17. Drains subhorizontaux [1]…….……..……...39

Figure .III.18. mu Ouvrages souples…….……....41

Figure .III . 19. Stabilisation par ancrages précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs…….……..….42

Figure .III 20. Exemple de clouage d'un glissement…….…43

Chapitre IV Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

Figure. IV.1. Photo satellite ''Google''……47

Figure. IV.2.3. Les coordonnées de navigation…….…48

Figure IV.4. Extrait de la carte topographique de Médéa……48

Figure IV.5. Les stastion de coordonnées topographique STA 01……..…..49

Figure IV.6. Les stastion de coordonnées topographique STA 02……..…….49

Figure IV.7. leve topographique…….…..50

Figure IV.8. Carte formations géologiques…….……..….51

Figure IV.9. Fissures colmatées sur la chaussée…….……..52

Figure IV.10. Fissures colmatées…….…….…….52

Figure IV.11.: Section du mur non affectée par les désordres……..53

Figure IV.12. Section du mur présentant quelques désordres……..….54

Figure IV.13: Partie supérieure du mur affectée par les désordres…….…..54

Figure IV.14: Rupture horizontale, bombement de la partie supérieure du mur……..55

Figure IV.15: Zone de faïençage……..55

Figure IV.16 Fiche d'essai au pénétromètre P1…….…57

Figure IV.17 Fiche de sondage N°1 SC1 (PK 71+950)……..……58

Figure IV.18 : Caisses à carottes du sondage SC1…….……59

Figure IV.19 Plan d'implantation tous les points d'essai au pénétromètre et sondage N°1 SC1……..59

Figure IV.20 .Coupe représentatif du terrain au niveau du glissement PK71+950……..……65

Chapitre V Calcul de stabilité

Figure .V.1 Avant confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP……..…..69

Figure .V.2 Avant confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec son séisme…….70

Figure .V.3. Confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec séisme ……..…..…70

Figure .V.4. Confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec son séisme……..…71

Figure .V.5. La technique du cloutage proposée pour conforter la partie bombée du mur……72

List de tableau

Chapitre I Mouvement de terrain

Tableau I. 1. La classification des mouvements de terrain……..…...……..……..02

Tableau I.2. Echelle cinématique des mouvements de terrain [guide technique LCPC France] …..…10

Tableau I.3. Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements [guide technique LCPC France]…….……...11

Tableau I. 2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK…..…..16

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

Chapitre IV. Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

Tableaux IV.1 les coordonnées de navigation (système UTM fuseauxhoraire 31S) ……..…….48

.Tableau IV.2 de pénétromètre……...……57

Tableau IV.3. sondage carotté……...….58

Tableau IV.4 des conditions de réalisation des essais de cisaillementeffectués au laboratoire……..62

Tableau IV.5 : Récapitulatif des caractéristiques physiques……..……..……..63

Tableau IV.6: Récapitulatif des caractéristiques chimiques et mécaniques……..64

Chapitre V. Calcul de stabilité

Tableau .V. 1.Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m3), C (KN/m3) et φ(°)……68

..

Listes des notations

Ip : Indice de plasticité.

WL: limite de liquidité.

Wp: limite de plasticité.

γpoids volumique [KN/m3].

γ': poids volumique déjaugé [KN/m3].

ϕ : angle de frottement [°].

ϕ': angle de frottement effective [°].

ϕ_{CD} : angle de frottement pour un sol consolidé drainée [°].

c' : Cohésion effective du sol.

*φ' :*Angle de frottement effectif du sol.

γ : Poids volumique du sol.

c : cohésion [KN/m2].

c' : cohésion effective [KN/m2].

Cc : indice de compression.

Cs : indice de gonflement.

cu : cohésion apparente (non drainée) [KN/m2].

Fs : coefficient de sécurité.

k : coefficient de perméabilité.

pk : point kilométrique.

RN : route national.

RPA : règlement parasismique algérien.

P : puits.

S : sondage.

AP : argile peu plastique.

RM : remblai marneux.

Kh : coefficient sismique horizontal.

Kv : coefficient sismique verticale.

Talran : talus renforcés

Introduction générale

Toute masse de sol à proximité d'une surface libre inclinée a tendance de se déplacer sous l'action de son propre poids, si cette direction est équilibrée par des contraintes de cisaillement, alors il y a stabilité dans la pente s'il n'y a pas de glissement.

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux généralement mous et boueux, contrairement aux glissements de terrain, qui se produisent souvent de façon soudaine.

Les glissements de terrain se produisent dans diverses conditions. Ils affectent les structures artificielles ou les pentes naturelles ; Ils surviennent brutalement ou durent des mois voire parfois plusieurs années.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier le glissement de terrain situé dans l'état de Midia à la sortie de la ville de la direction de la lèvre adjacente à la vallée de la lèvre de la Route Nationale n°1 point kilométrique 71+950, qui a provoqué des dégâts et des fissures sur la chaussée, mettant en danger les usagers de la route.

L'étude de ce glissement de terrain a été principalement orientée vers le diagnostic et l'investigation des causes du glissement de terrain de la route, une campagne de prospection géotechnique consistant en carottage et Pénétration Dynamic Heavy Gauge (PDL) afin de caractériser les différentes couches constitutives. Les niveaux du terrain mouvant et du manomètre ont été examinés et des conclusions ont été tirées afin de donner une meilleure solution à la stabilisation et à l'assainissement de ce glissement de terrain routier.

Notre travail est divisé en cinq parties : Les parties un, deux et trois sont consacrées à l'étude bibliographique.Dans cette partie, nous avons dévoilé les notions théoriques liées aux glissements de terrain, les causes des glissements de terrain, la méthodologie à suivre pour étudier le glissement de terrain et à la fin les méthodes de calcul de la stabilité et renfort. Une conclusion est tirée à la fin de ce chapitre.

Les quatrième et cinquième parties contiennent le diagnostic et l'analyse des données disponibles ainsi que les causes de glissement après exploitation des données de la campagne de reconnaissance géotechnique, qui comprenait la réalisation de sondages carottés et d'opérations PDL, en plus d'un rapport visuel des signes de glissement de terrain, niveaux d'eau et mesures de pression. Le calcul de stabilité a été réalisé pour étudier la stabilité du sol dans le site à l'aide du logiciel de calcul.

La cinquième partie est consacrée aux solutions proposées et retenues pour le renforcement des glissements de terrain.

Chapitre I
Mouvement de Terrain

I. Mouvements de terrain

I.1. Introduction:

Le terme de « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements, d'effondrement ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel séisme, fonte des neiges…) ou anthropiques (terrassement, déboisement…). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables. La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes. [1]

I.2. Définition du mouvement de terrain

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. (Figure.1 Figure.2). [2]





Figure. I.1.exemple **de mouvement de terrain**Figure. I.2.exemple **de mouvement de terrain**

I.3. La Classification des mouvements de terrain :

Les formes et l'ampleur des mouvements de terrain sont très diverses en raison de la multiplicité des Mécanismes d'initiation et d'évolution (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou Dynamique…), liés à :

- la topographie (pente du versant, dénivelée, etc.…)
- à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide),
- à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...)
- aux nappes aquifers,
- à la teneur en eau, etc. [3]

I.3.1. Vitesses de déplacement :

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, pour chacune de ces **sept classes de vitesse**, des types de réaction et des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions sont proposés.

Tableau. I. 1. La classification des mouvements de terrain

Classe	Description	Vitesse
1	extrêmement lente	moins de 16 mm / an
2	Très lente	de 1,6 m / an à 16 mm /an
3	lente	de 13 m/ mois à 1,6 m /an
4	Modérée	de 1,8 m / h à 13 m / mois
5	Rapide	de 3 m / mn à 1,8 m / h
6	Très rapide	de 5 m / s à 3 m / min
7	Extrêmement rapide	plus de 5 m / seconde

Les mouvements de terrain regroupent tous les cas de déplacement de masses de terrain sous l'action de la pesanteur. Ils peuvent être très lents ou extrêmement rapides. On peut classer les mouvements de terrain en deux grands types (figure I.3) :

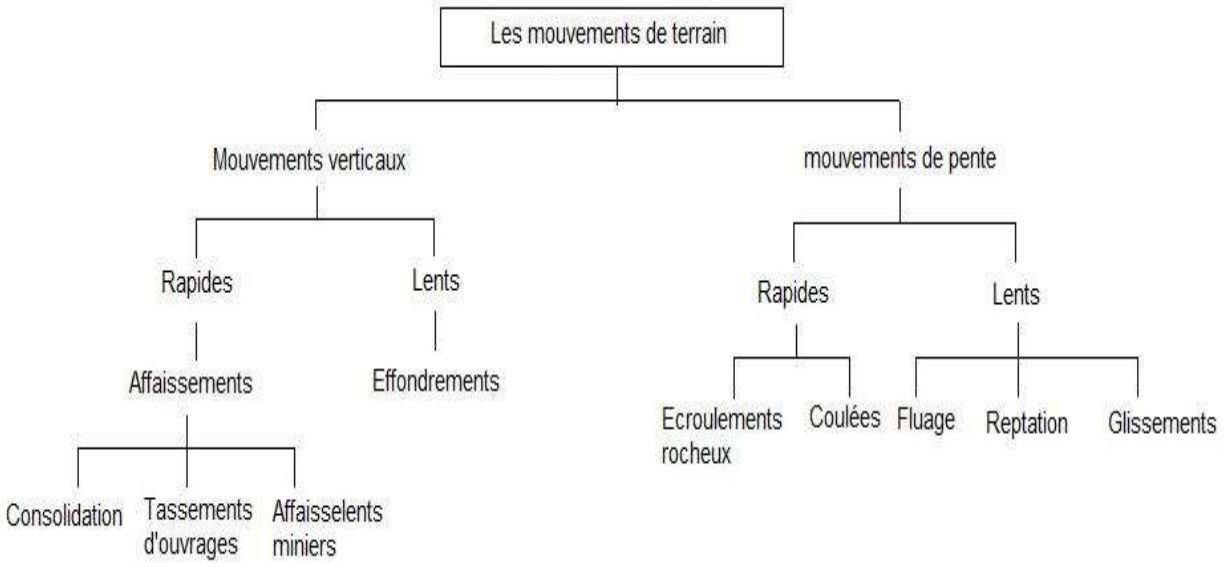


Figure I. 3. Classification des mouvements de terrain [2]

Le premier groupe concerne les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales : c'est les **mouvements verticaux**.

Le second groupe on cerne les déplacements obliques vers des surfaces libres inclinées ils affectent les pentes naturelles ou terrassées : c'est les **mouvements de pente**.

I.4. Types de mouvement de terrain

I. 4.1. Mouvements verticaux:

Les affaissements et effondrements sont aussi des mouvements naturels provoqués ; naturels, ils résultent de la consolidation progressive de sédiments, sous l'effet de leur propre poids, à laquelle s'ajoute parfois la subsidence, d'effondrements de voûtes de cavités de formations karstiques, gypseuses… ils peuvent être provoqués soit par surcharge locale de la surface du sol, comme celle résultant de la construction d'un ouvrage, soit par extraction de matériau du sous-sol, comme lors de l'exploitation de pétrole, d'eau, de matériaux, de minerai, la construction de galeries… [4]

I.4.1.1.Les mouvements lents:

A -Les affaissements :

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables. [5]

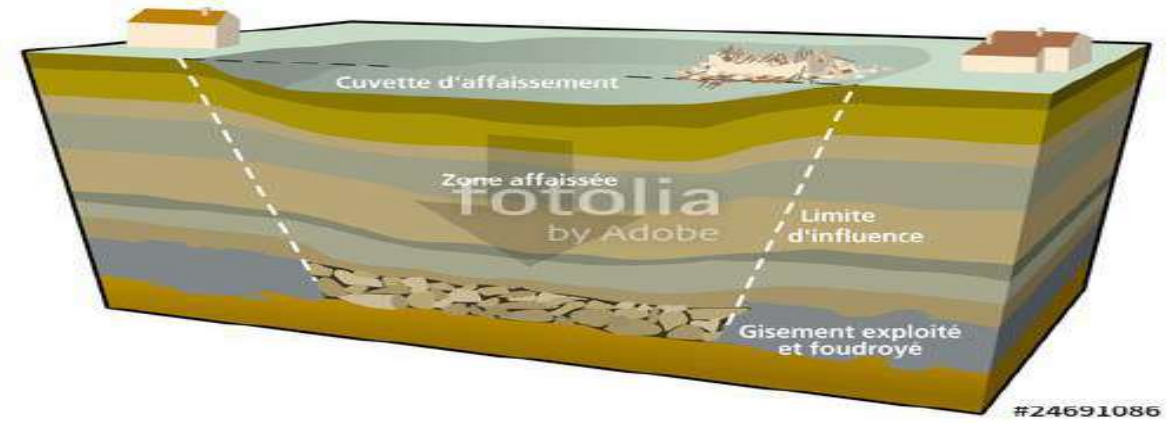


Figure. I.4. Affaissements

B -La consolidation :

Elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais…Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids

C - Les tassements d'ouvrages :

Un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque sous lui des déformations progressives et permanentes. L'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entrainent sa fissuration, voire son inclinaison.

D - Les affaissements miniers :

Le sol des régions de mines s'affaisse généralement de façon irrégulière et sur de grande surface. Certaines techniques d'exploitation des mines créent des vides souterrains importants qui se comblent par effondrement du toit, cela entraine la décompression et la fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement.

I.4.1.2.Les mouvements rapides :

A - Les effondrements :

Les effondrements sont des écroulements su verticaux entraînés par des ruptures brusques de toits, de cavités naturelles résultant de dissolutions de roches calcaire, ou gypse ou de soutènements de carrières souterraines ou de mines ; Selon la surface, la hauteur et la profondeur de la cavité, ils aboutissent en surface à des dépressions, des cuvettes, des avens, des gouffres ou des fontis, après s'être propagés à travers toutes sortes de matériaux, entre la cavité et le sol, en les fracturant et en les faisant foisonner. [5]

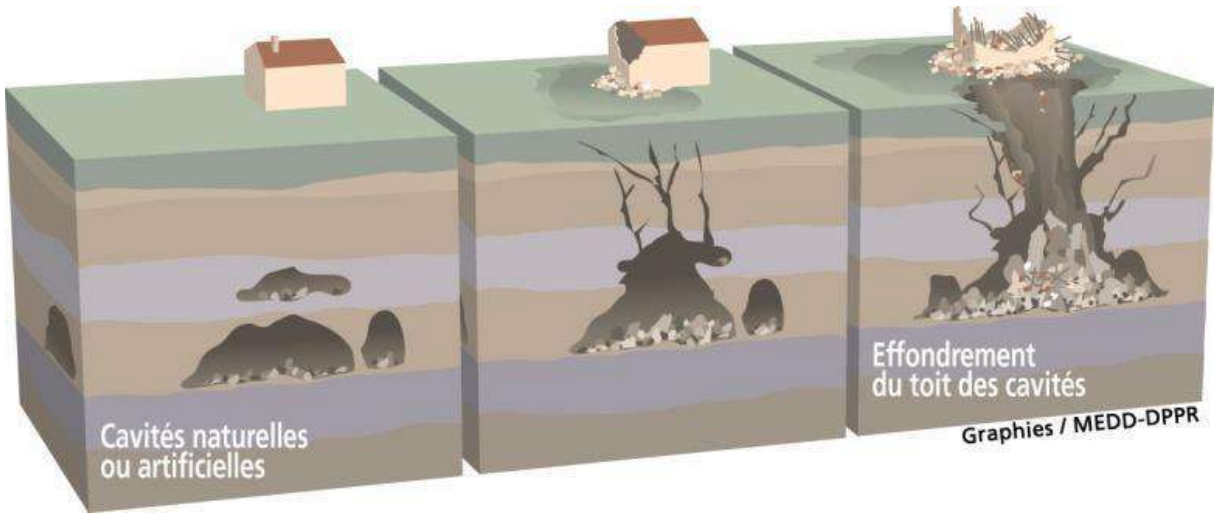


Figure I. 5. Effondrement du toit des cavités [6].

I.4.2.Les mouvements de pente :

Les mouvements de pente constituent la classe la plus vaste d'aléas. Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes tant naturelles qu'artificielles. De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de pente. [6]

- **Les principaux critères de classification retenus sont :**
  - Types de terrain affecté.

-Types de mouvements.

-Vitesse des processus.

-Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

- **Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés en :**

-Ecroulement rocheux.

-Mouvements lents et continus (reptation et fluage).

-Glissements.

-Coulées, laves et lahars.

- **Les causes des mouvements de pente sont nombreuses ; les principales sont d'ordre :**

-Hydrogéologique : altération de matériau, accumulation d'eau souterraine…

-Mécanique : vibrations, suppression de butée, affouillement en pied de pente et/ou accroissement de poussée, surcharge en tête….

Les mouvements de pente peuvent être activés par : (1) un séisme ; (2) des précipitations excessives ; (3) une crue ; (4) une tempête ; (5) des ruptures de canalisations d'eau ou d'assainissement ; (6) un défaut de drainage ; (7) un dégel rapide ; (8) un terrassement mal étudié ou intempestif ; (9) une construction mal implantée ou mal conçue ; (10) un soutènement inadapté …. [5]

I.4.2.1. Les mouvements Rapides :

A- Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Les volumes couramment intéressés par le phénomène varient entre dizaine milliers de mètres cubes (on parle alors d'écroulement en masse) et une centaine de mètres cubes (on parle alors de blocs).

Les vitesses sont très variables dans le temps : durant la période qui précède la rupture, la vitesse et « très lente » ; pendant la chute de blocs ou l'écroulement en masse, elle est « très rapide ».

Les facteurs déclenchant sont les apports d'eau, les cycles de gel dégel, l'érosion, le sous-cavage et les séismes. [5]

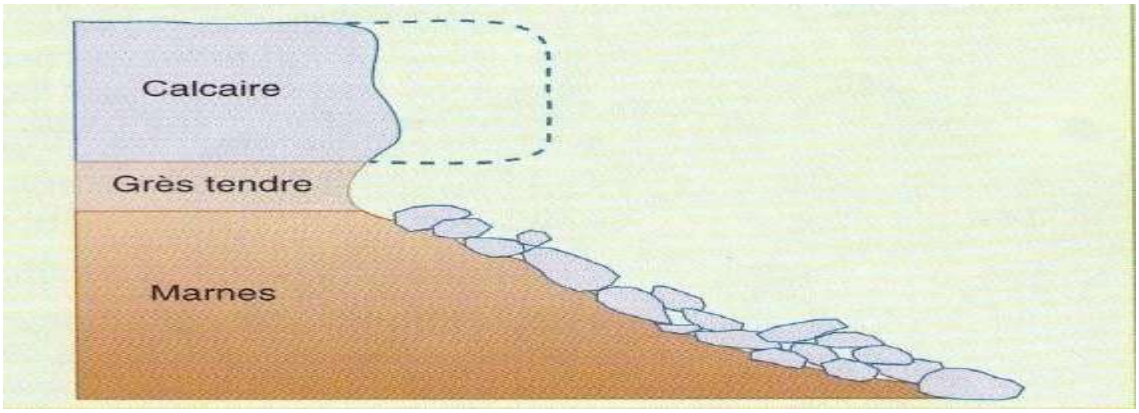


Figure I. 6. Les écroulements [7]

b- Les coulées boueuses :

Appelées aussi « glissement de terrains liquides ». Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide[5]

-Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : **coulées boueuses** (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, lahar : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne) (Figure I.7), **coulées de solifluxion** (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été). [6]

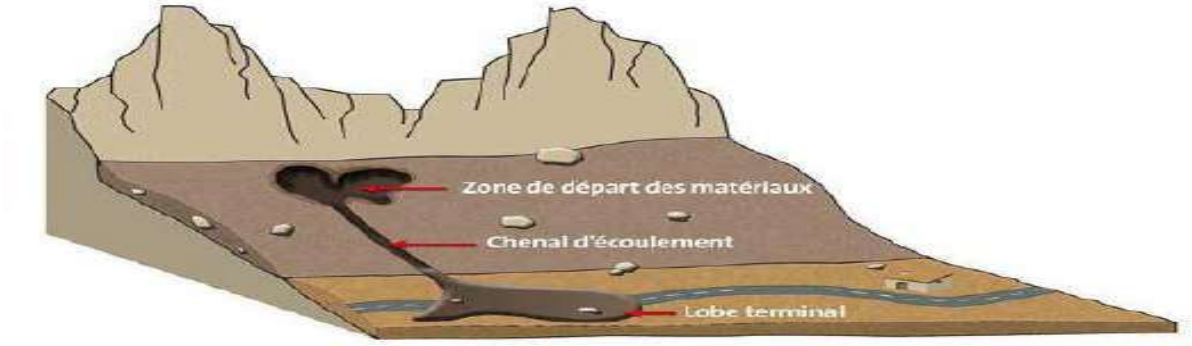


Figure I. 7. Les morphologies de coulées [5]

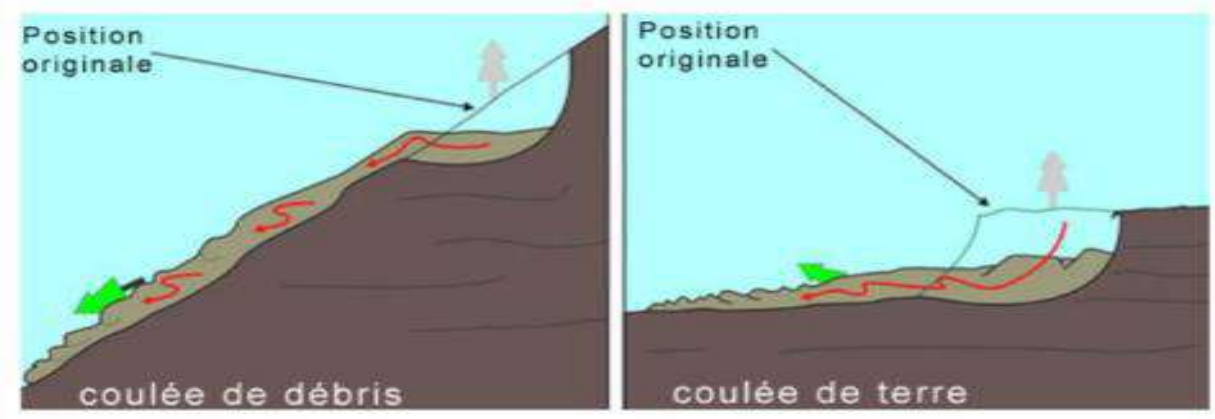


Figure I.8. Schéma qui illustre une coulée de boue.[4]

I.4.2.2. Mouvements lents et continus :

Les mouvements lents et continus affectent soit la couverture meuble de talus, soit l'altérité et/ou le substratum plus ou moins décomprimé de versants montagneux.

a- Reptation :

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles.[8]

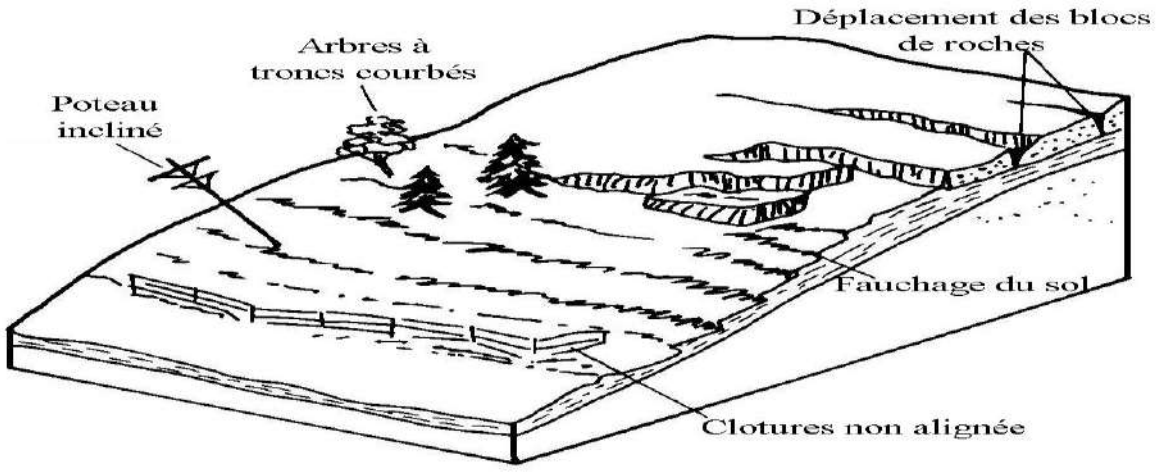


Figure I. 9. Reptation

b- Fluage :

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure …, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise. [4]

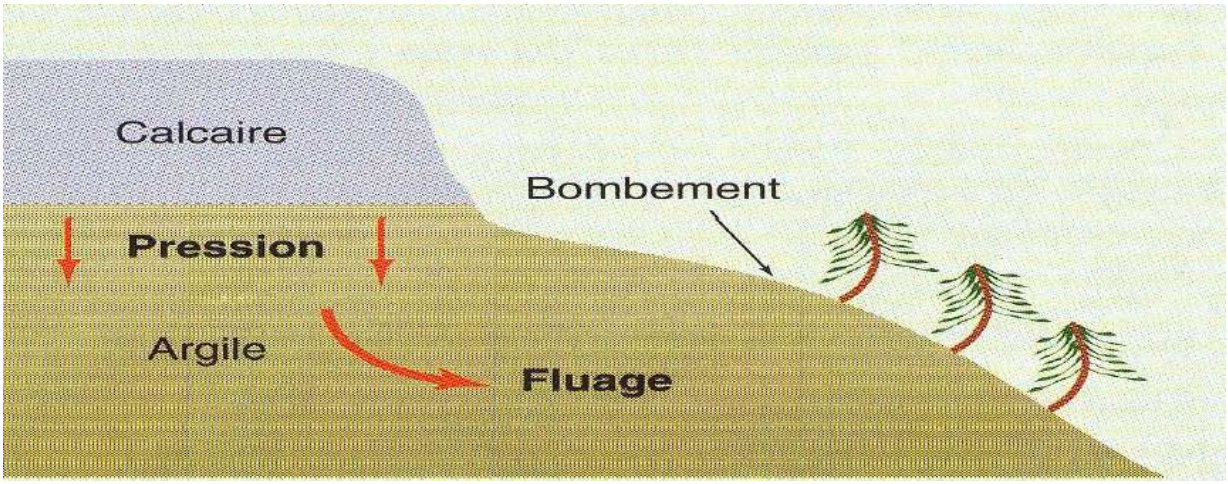


Figure I. 10.exemple schématique d'un fluage

c- Glissements de terrain:

Les glissements de terrain sont des mouvements de massequi se développent dans des matériaux meubles, engénéral, argileux.

Contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brutalement, les glissements évoluent en général lentement.

Le volume des glissements de terrain est très variable :

de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers).

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

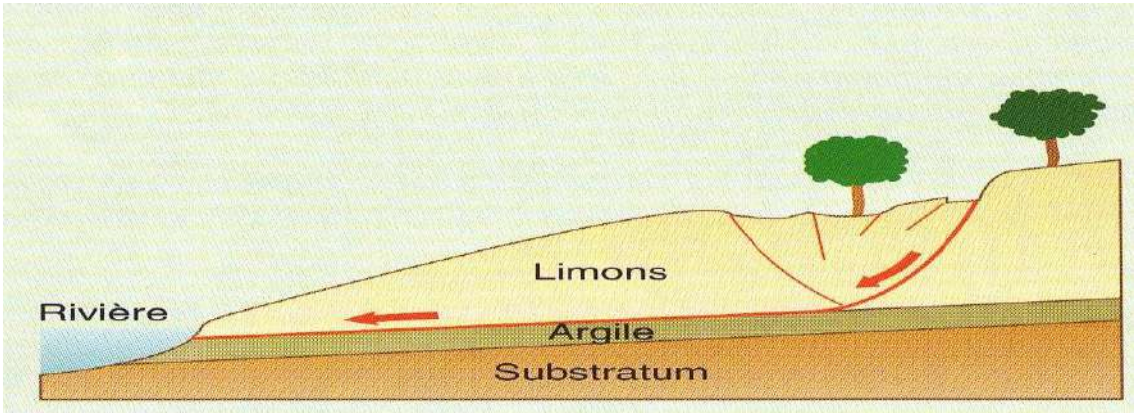


Figure I. 11.exemple schématique d'un glissement

— **Synthèse :**

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

Tableau.I.2. [guide technique LCPC France]

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

- **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. [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
Fluage	Formation meubles	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Chargement, évolution du matériau
Ecroulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix mille de m^3	Eau, gel-dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, ruptures de digues

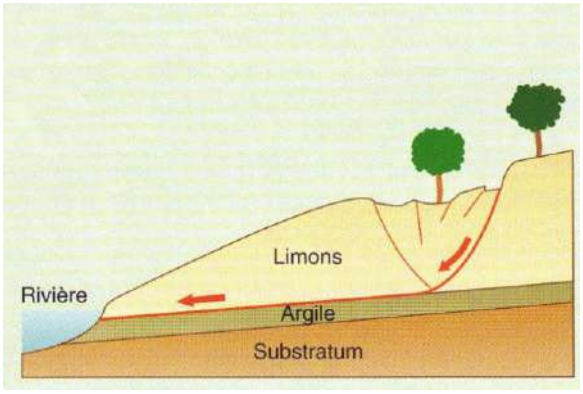
Chapitre II
Glissements de Terrain

II. Glissements de terrain

II.1.Les glissements de terrain :

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan, le long d'une surface plane ;
- glissement rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.[5]



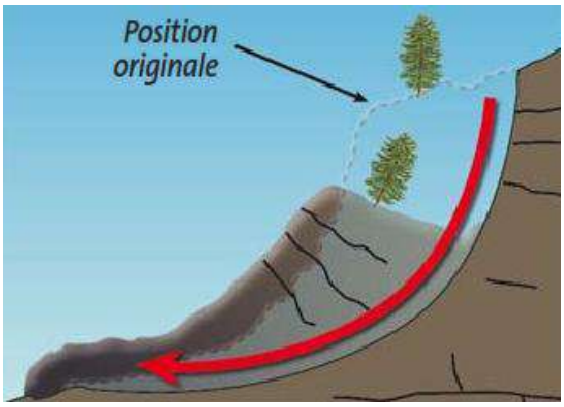


Figure. II.1. Types de glissement (plan à gauche, rotationnel à droite)**Figure. II.2.**Types de glissement

II.2. Les caractéristiques des glissements de terrain :

L'expression (glissement de terrain) désigne des mouvements vers le bas et vers l'extérieur des matériaux d'une pente composés de sols naturels ou rapportées. La (figure-3-) indique les caractéristiques principale d'un glissement de terrain ; on peut observer sur le schéma une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas. Le schéma montre également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel. [5]

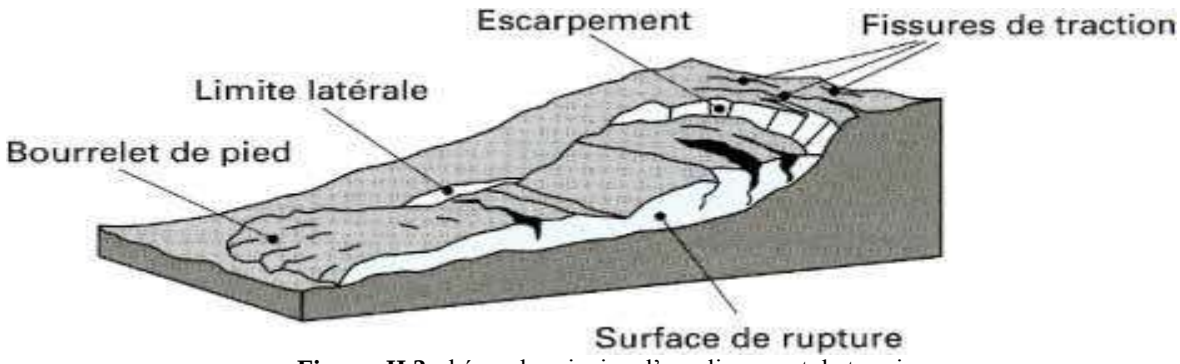


Figure. II.3schéma de principe d'un glissement de terrain

- **Diagnostic des glissements de terrain:**

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

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

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

La solifluxion est un signe évocateur des mouvements lent de surface : fluage, reptation.

L'alternance séchage, mouillage des sols plastiques peut aussi donner lieu à une solifluxion.

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

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

Ces indices peuvent indiquer une instabilité qui peut donner suite à un glissement généralisé dans un intervalle de temps plus au moins long : quelques heures à plusieurs années… [5]

II.3. Les types de glissement de terrain :

- **A Glissement plan :**

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

Les zones de flysch, les schistes marne-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement Pour un talus, on dit qu'il y a risque de rupture pour une association de discontinuités et un mécanisme de rupture donnés, si la configuration géométrique formée par tous les éléments (talus et discontinuités) est favorable à la rupture. On dit que la rupture est cinématiquement possible[10]

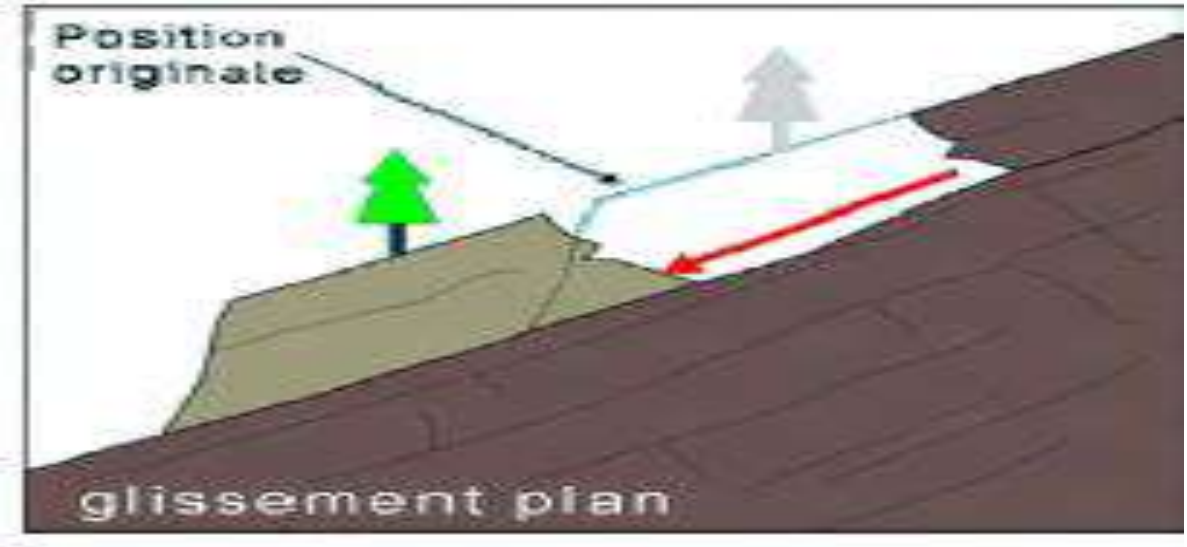


Figure. II.4. schéma d'un glissement plan

- **b. Glissement rotationnel :**

Les glissements rotationnels se produisent plus généralement dans les sols et parfois les roches homogènes où il n'y a pas de discontinuités géologiques suffisamment persistantes ou si la fracturation est suffisamment intense pour permettre une telle surface de glissement. Pour les calculs de stabilité, on assimile la surface du glissement circulaire à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de la masse autour du centre du cercle. [6]

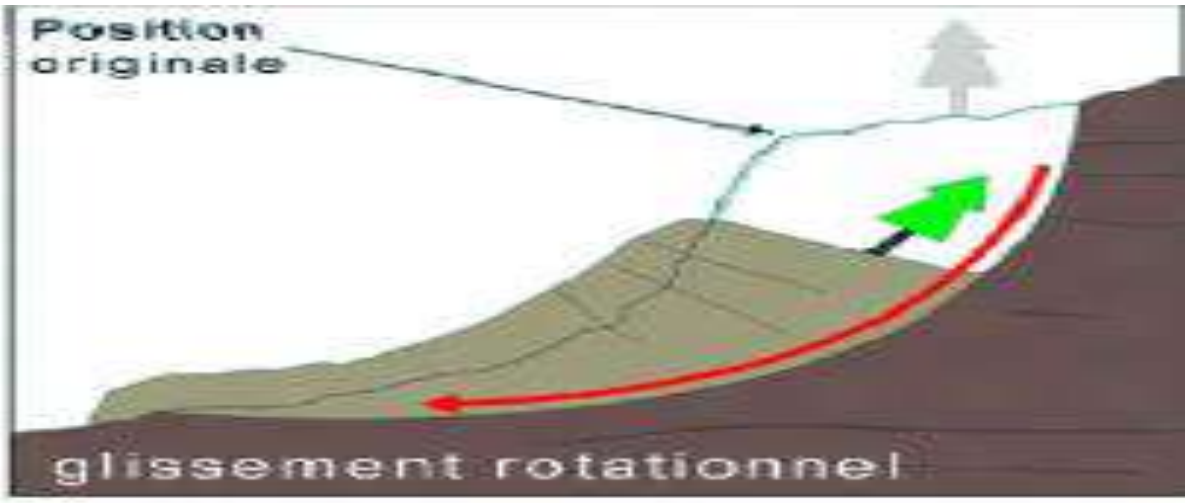


Figure. II.5. schéma d'un glissement rotationnel simplesimple

- **c. Les glissements quelconques :**

Sont sans aucun doute les glissements le plus fréquents et qui ont des caractéristiques semblables aux autres glissements précédemment définis. [.6]

- **d. Glissement rocheux :**

On appelle glissements rocheux le déplacement d'une masse de terrain bien définie, avec rupture par défaut de résistance au cisaillement suivant une surface bien identifiée où se localisent les déformations [7].

Les matériaux rocheux déplacés se fragmentent généralement et le glissement initial se transforme en éboulement.

On distingue les glissements rocheux avec mouvement de translation (sur un joint stratigraphique, une faille, une surface de foliation ou de schistosité), les glissements suivant des associations de discontinuités (formant des dièdres, des surfaces en escalier, etc.), des glissements avec mouvement de rotation (dans des massifs rocheux très fracturés), des glissements avec des déplacements monolithiques.

Les multiples associations de différentes familles des discontinuités conduisent à une grande variété de mécanisme de ruptures. [8]

II.4 . Classification des glissements:

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau I.2) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau I.3)

Tableau. II. 2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK

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

Tableau II. 3. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme

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

II.5. Les causes éventuelles des glissements :

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories :

II.5.1. La nature des terrains constituants le site :

plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains.

Par leur nature propre, certains terrains sont prédisposés au glissement.il s'agit :

- des terrains à granulométrie fine (limons)
- des argiles; surtout celles constituées par de la montmorillonite.

Les glissements affectent ces matériaux lorsqu'il sont en place,soit plus fréquemment lorsqu'ils constituent des couvertures meubles plaques sur un substratum compact en place et en pente, la topographie souterraine du substratum résistant prend parfois la forme de gouttières où se concentrant les eaux souterraines, et au droit des quelles se localisent alors fréquemment les axes des glissement de la couverture.

II.5.2. Les diverses formes d'action de l'eau :

a)-Action rhéologique de l'eau :

Pour beaucoup de sols, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

- Réduction des caractéristiques mécaniques **:**

La valeur de l'angle de frottement φd'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifié par l'accroissement de la teneur en eau, par contre, pour les milieux argileux, cet accroissement entraine systématiquement une réduction des caractéristiques φ et C (cohésion), et donc de la résistance au cisaillement.

- Réduction de la consistance **:**

L'accroissement de la teneur en eau d'une argile entraine son ramollissement continu, c'est-à- dire un accroissement progressif de sa déformabilité sous charge. Lorsque la teneur en eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité W_L, celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide.

b)- Effets de la pression interstitielle :

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte normale effective **σ'** c'est-à-dire de la contrainte normale totale **σ** de laquelle on déduit la pression interstitielle **u** de l'eau qui sature le milieu (Terzaghi). ainsi la loi de coulomb doit s'écrire:

τ =(σ – u)tgφpour les sols pulvérulents.

τ = c+(σ – u)tgφpour les sols cohérents.

c)- Action de la pression de courant :

Lorsqu'une nappe dans un aquifère dans les vides d'un terrain meuble, les particules solides du milieu sont soumises à deux forces de volume: la pression d'Archimède agit vert le haut et est égale au poids du volume d'eau déplacé par les grains. Elle n'intervient que si l'eau soit immobile ou en mouvement. Cette force peut être prise en compte dans le calcul de stabilité en remplacent, pour la partie immergée du sol, le poids spécifique total γ_{sat} par le poids spécifique immergé $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement. C'est la force d'entrainement à laquelle des grains sont soumis de la part des particules liquides en mouvement .

Sur un grain de volume dv,cette force de volume vaut : $dR_u = i * \gamma_w * dv$

avec : i :gradient hydraulique de l'écoulement au droit de grain considéré.

γ_w :poids spécifique de l'eau.

Pour l'ensemble des particules solides comprises entre la surface de la nappe et de la surface de glissement, la surface globale de courant vaut :

$\vec{R}_U = \gamma_w * \sum i * dv$

sur un versant, la force $\vec{R}_U$ crée globalement un moment moteur.

II.5.3. Les facteurs mécaniques externes :

a)- Modification du moment moteur par charge en tête ou décharge en pied :

L'augmentation du moment par charge peut résulter de travaux (constructions ou remblais apportés, etc.) ou de la végétation; la décharge résulte de la suppression d'un pied de talus d'une pente en équilibre et d'une façon générale de la suppression d'une butée de pied.

b)- L'effet du déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise en suitela pénétration des eau dans la masse. Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- Ancrage par les racines.
- Protection contre l'érosion.
- Le drainage par évapotranspiration.
- La rétention des eaux de pluie.

c)- Séisme et plus généralement les vibrations :

Dans un milieu meuble saturé, un séisme comme toute vibration donne naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale [11]

II.5.4 Les phases de glissements de terrain :

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

- **La phase de préparation :** dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain ;
- **La phase de rupture :** c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase ;
- **La phase d'amortissement (relaxation) :** elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène ;
- **La phase de stabilisation :** le versant est stabilisé pour une durée indéterminée. [10]

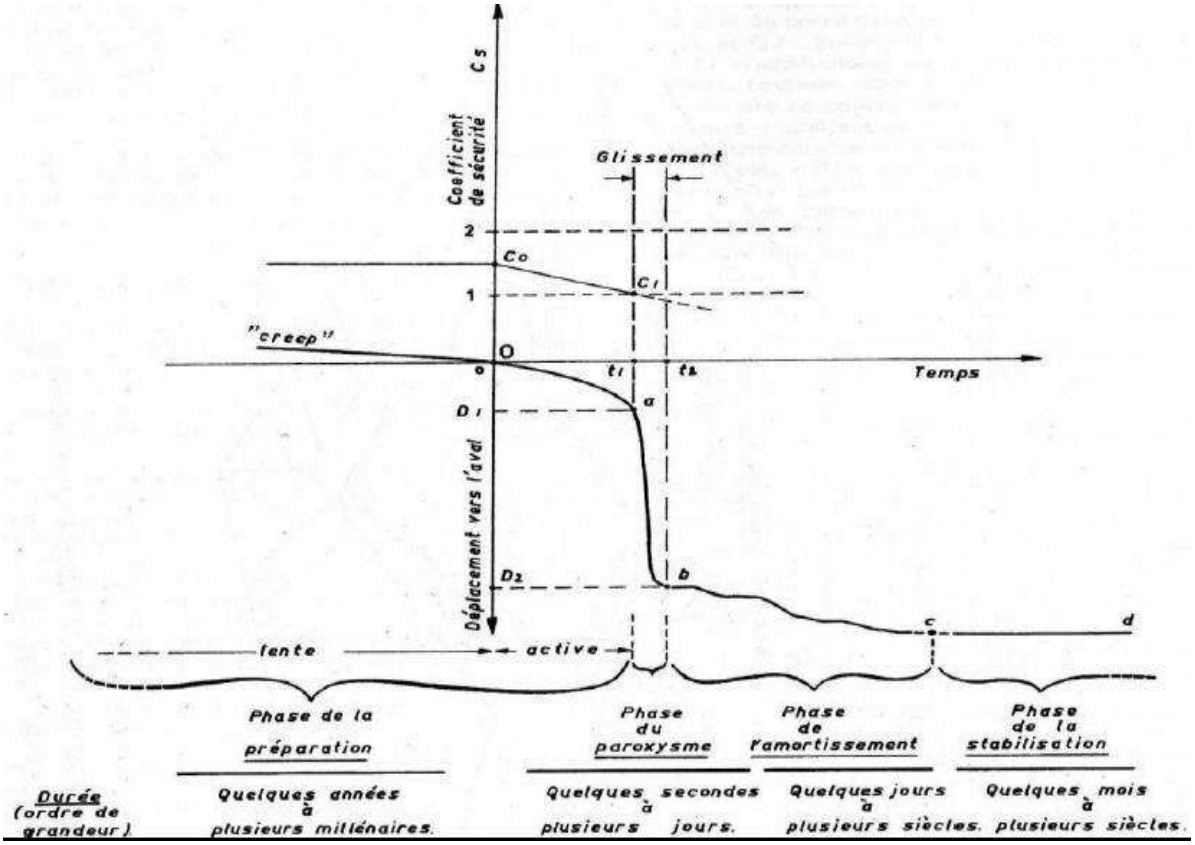


Figure. II.6. Les phases de glissement de terrains.

II.6.Conclusion :

Certes la théorie ne peut se défaire de la pratique, elle reste néanmoins indispensable pour avoir une meilleure approche du problème.

L'étude bibliographique nous a permis d'une part d'acquérir des connaissances en ce qui concerne les mouvements de terrain en générale, et les glissements en particulier, et de déterminer les types de glissements et leurs causes probables, d'autre part d'appréhender l'amplitude de ces catastrophes, qui malheureusement sont très souvent sous-estimée en comparaison avec d'autres phénomènes mis en exergue par la masse média.

Chapitre III

Méthodes de calcul de stabilité et confortement

III . Méthodes de calcul de stabilité et confortement :

III.1. Méthode de calcul du coefficient de sécurité :

III.1.1.Versant apparemment stable :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui parmi l'infinité de surface de rupture envisageable, aurait le plus de chance d'apparaitre. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupturespossible.

Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité lequel fournit la valeur de$\mathbf{F_s}$dontest doté le versant au regard d'une rupture sur la surface envisagée.
Après un nombre suffisant de surfaces ainsi testées, la plus petite des valeurs de $\mathbf{F_s}$obtenues, définit le coefficient de sécurité du site étudié. La surface de rupture la plus probable pour le site considéré.

III.1.2.Versant où un glissement est apparu :

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur de $\mathbf{F_s}$correspondantà la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état d'équilibre.

On connait par les investigations appropriées, la valeur des paramètres à introduire dans le calcul, géométrie de la surface de rupture, forces extérieurs à prendre en compte, caractéristiques géotechniques du terrain sur la surface de glissement .L'intérêt du calcul tient aux points suivants :

- Permet d'analyser le mécanisme de rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.
- Permet de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener $\mathbf{F_s}$à une valeur supérieur à l'unité**.**

L'analyse de stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais du coefficient de sécurité $\mathbf{F_s}$, une idée de l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite caractérisé par F=1 .

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-pastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis

plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de rupture rotationnelle, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple, alors que pourles surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe, et n'a peu être abordé que tout récemment grâce au développement informatique.

III.1.3.Les différentes méthodes de calcul

Les méthodes de calcul se différencient essentiellement par :

- le choix de la surface de rupture.
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

On peut classer schématiquement les méthodes en trois groupes :

a- Méthodes globales :

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par γ, c, φ et μ si le milieu est aquifère. Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considère comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué. Le calcul est effectué en admettent que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de ce produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimiler la ligne de glissement à un arc de cercle de centre o. Le mouvement de la masse se ramène alors à une rotation de centre o.

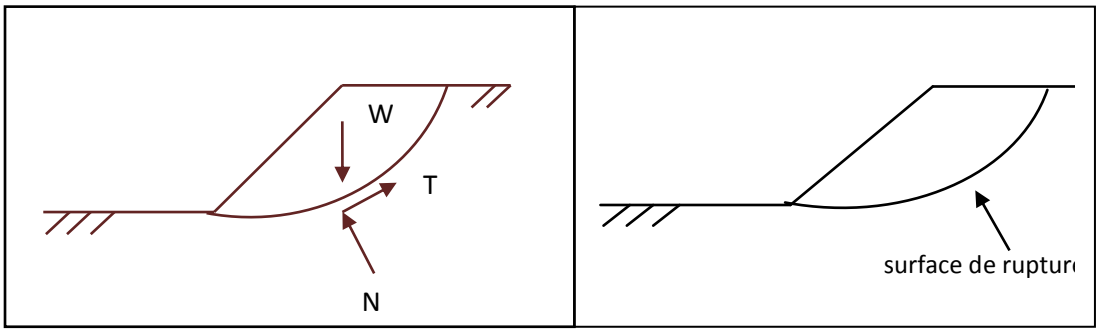


Figure .III.1. Schéma de méthode globale

N : composante normale le long de la surface

T : composante tangentielle le long de la surface

b- Méthodes des tranches :

La masse libre est divisée en de nombreuses tranches verticales et l'équilibre dechaque tranche est considéré.

- méthode suédoise du cercle (Fellenius).
- méthode de bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicables seulement aux surfaces de rupture circulaire.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autre formes de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraire, leur choix tient toute fois compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

c- Méthodes des coins :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites.

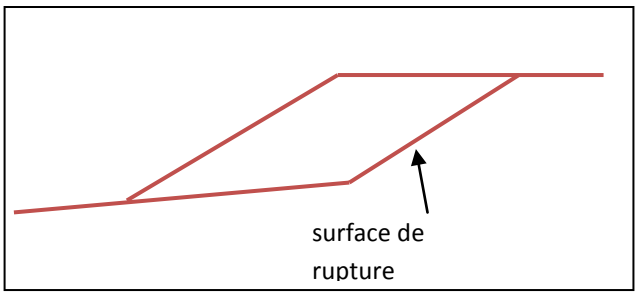


Figure.III. 2. schéma de méthode de coin

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour n'importe qu'ellesurface de rupture.

Dans le cas des talus homogènes, pour des surfaces de ruptures circulaire, les méthodes globales de Caquot ou Biarez semblent intéressantes.

III.1.4. Méthodes des tranches

III.1.4.1. Méthodede FELLENIUS

a- Stabilité selon un cercle donné :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes c_i ,φ_i , γ_i(figure III. 3.) la stabilité est étudiée en considérant le

problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

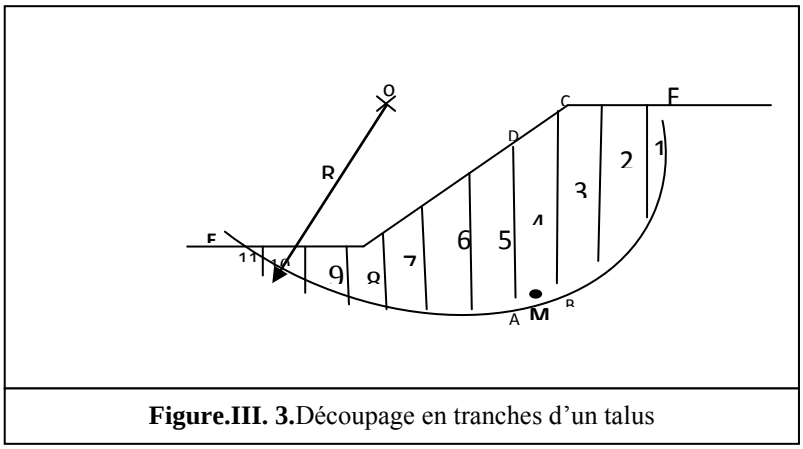


Figure.III. 3.Découpage en tranches d'un talus

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

- ✓ il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches corresponde à une limite entre deux tranches;
- ✓ l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir un précision satisfaisante.
- ✓ Etudions l'équilibre de l'un de ces tranches, par exemple la tranche « ABCD » affectée de l'indice n (sur la fig.III.4) .
- ✓ les forces agissant sur cette tranche (fig.III.5a) sont les suivantes :son poids wla réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB,

les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales v_n et v_{n+1}. Il s' agit de forces internes au massif étudié.

Définissons par rapport au centre O :

- **les moments moteurs**, comme celui de poids des terres w (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement;

- **les moments résistants**, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moment des forces R_n , H_n,H_{n+1} ,V_n et V_{n+1} .

La surface de rupture étant limitée les points E et F (fig.21.), le coefficient de sécurité global F_s est défini par le quotient : $F_S = \frac{\sum_{EF} des\ moment\ résistants\ maximaux}{\sum_{EF} des\ moment\ moteurs}$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche n-1, le moment des forces $-V_{n+1}$et $-H_{n+1}$ s'oppose celui de V_{n+1} et H_{n+1}.

FELLENIUS a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB (Fig.21.b) est le poids W, à l'exception des forces internes. dans ce cas: $W=-R_n$.

Décomposons le poids W de la tranche n en une force N_n normale à AB et une force T_n tangentielle à AB.

Dans ces conditions le moment résistant maximal est fourni par la valeur

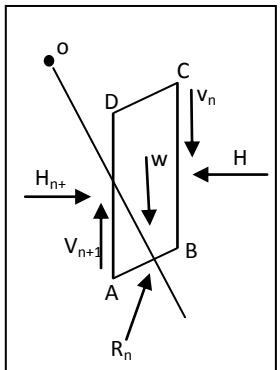


Figure.III.4forces agissant sur la tranche

d'après la loi de coulomb, elle s'écrit $(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan\varphi_i$

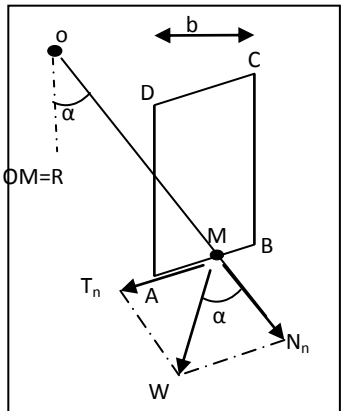
la somme des moments pour toutes les tranches est :

avec m : nombre total de tranches,

c_i et φ_i :caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle estsitué AB. $\sum_{n=1}^{n=m} R.(c_i . AB + N_n . tan\varphi_i)$

par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à T_n*R , d'où :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m} (c_i . AB + N_n . tan\varphi_i) / \sum_{n=1}^{n=m} T_n \qquad \textbf{(1)}$$



b) Hypothèse de Fellenius

Figure.III.5. forces agissant sur la tranche n

Remarque :

1. Si le sol est homogène, c = Cst et φ = Cst la formule (1) devient (2),L : étant la longueur développée de la surface de rupture.

$$F_s = \frac{c.L + tan\varphi \sum N_n}{\sum T_n} \qquad \textbf{(2)}$$

2. Lorsque les cercles sont profonds , c'est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval (fig.III.6), le massif de sol situé côté aval a un effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (1) et (2), T devra être compté

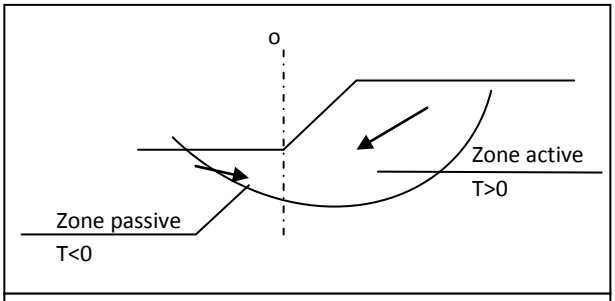


Figure.III.6. schéma d'un cercle profond

3. algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les passives.
4. Affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan\varphi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché F_{sa} :

$$c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \qquad tan\varphi_i^* = \frac{tan\varphi_i}{F_{sa}}$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possibles, déduite de la formule (1), devient alors (1 bis).

$$(\sum_{n=1}^{n=m}(c_i^* . AB + N_n . tan\varphi_i^*)/\sum_{n=1}^{n=m} T_n) > 1 \qquad \textbf{(1 bis)}$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

4. Avec les notions définies sur la figure .22.b. , la formule (1) peut s'écrire :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m}(c_i \frac{b}{cos\alpha} + W\ cos\alpha\ tan\varphi_i)/\sum_{n=1}^{n=m} T_n \qquad \textbf{(1 ter)}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

-b, la largeur des tranches ;

-α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche

avec la verticale ;

-la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

b- **Recherche du coefficient de sécurité minimal :**

Pour déterminer le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut rechercher le cercle donnant la valeur minimale de $F_s$puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture risque de se produire.

Il n'y a pas de méthode précise permettant de définir, a priori, la position de se cercle critique. Il faut procéder tâtonnements en calculant le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles, et ceci en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux. Dans le cas générale, il y a une triple infinité de possibilités :

- Pour un cercle donné, il est possible de faire varier le rayon du cercle.
- la position du centre peut varier dans le sens horizontal,
- la position du centre peut également varier dans le sens vertical.

Sur la (fig.III.7), le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale a été porté au doit de chaque centre étudié. Il est ensuite possible de tracer des courbes d'iso facteur de sécurité et de définir le minimum mini-marum donnant la valeur recherchée du coefficient de sécurité global.

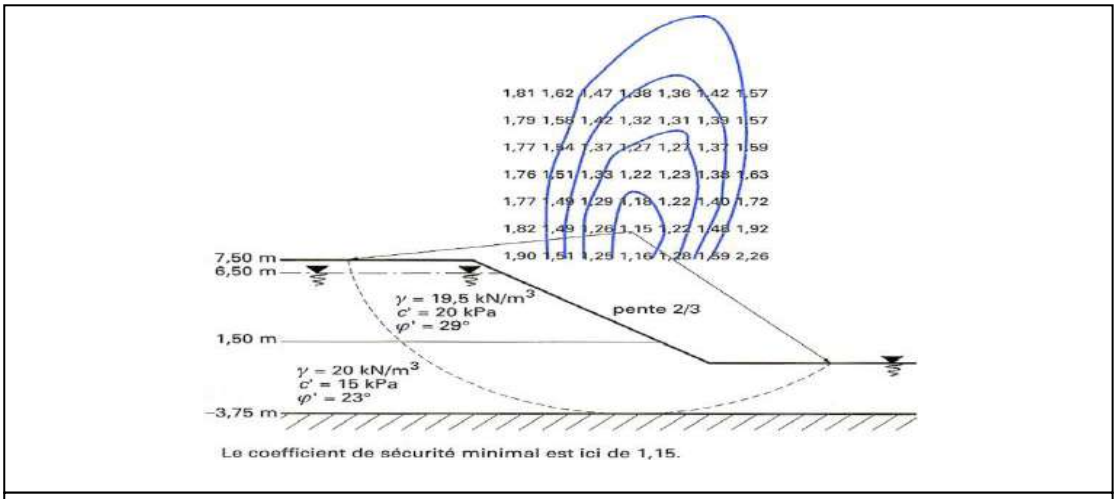


Figure .III.7. Détermination du cercle critique

c- Prise en compte des nappes et des écoulements :

Les développements qui suivent prennent en compte la pression interstitielle, qu'elle soit statique ou influencée par des écoulements. En conséquence, ce sont les caractéristiques effectives φ' et c' qui sont considérées.

d- . Nappe statique :

Interstitielles se traduit par le déjaugeage du sol. Pour le calcul du poids W des tranches de sol les formules précédentes restent valables, à condition de considérer le poids volumique apparent **γ** au-dessus de la nappe et le poids volumique immergé **γ'** en dessous de ce niveau.

- **Prise en compte des écoulements au-dessus de niveau aval :**

La prise en compte des écoulements est assez délicate. Il faut distinguer les écoulements au-dessus du niveau statique à l'aval du talus et les écoulements éventuels au-dessous de ce niveau.

La méthode des tranches de Fellenius est appliquée en utilisant l'équation de coulomb :

$$\tau = c' + (\sigma - u)tan\varphi'$$

Détermination de la pression interstitielle *:*

La valeur de la pression interstitielle **u** en chaque point du massif de sol se détermine à partir du réseau d'écoulement. Considérons la tranche ABCD (fig.III.8) ; la valeur de **u** à introduire dans la formule précédente est celle régnant au point **M** : elle est donnéesur la figure par $\gamma_w.z_w$.

z_w **:**est la distance verticale entre le point **M** et le point **N**où l'équipotentielle passant, les charges hydrauliques en **M** et **N** sont identiques. En **N** la charge est due uniquement à l'énergie de position (surfacelibre) ; on a donc : $u = (z_N - z_M)\gamma_w$

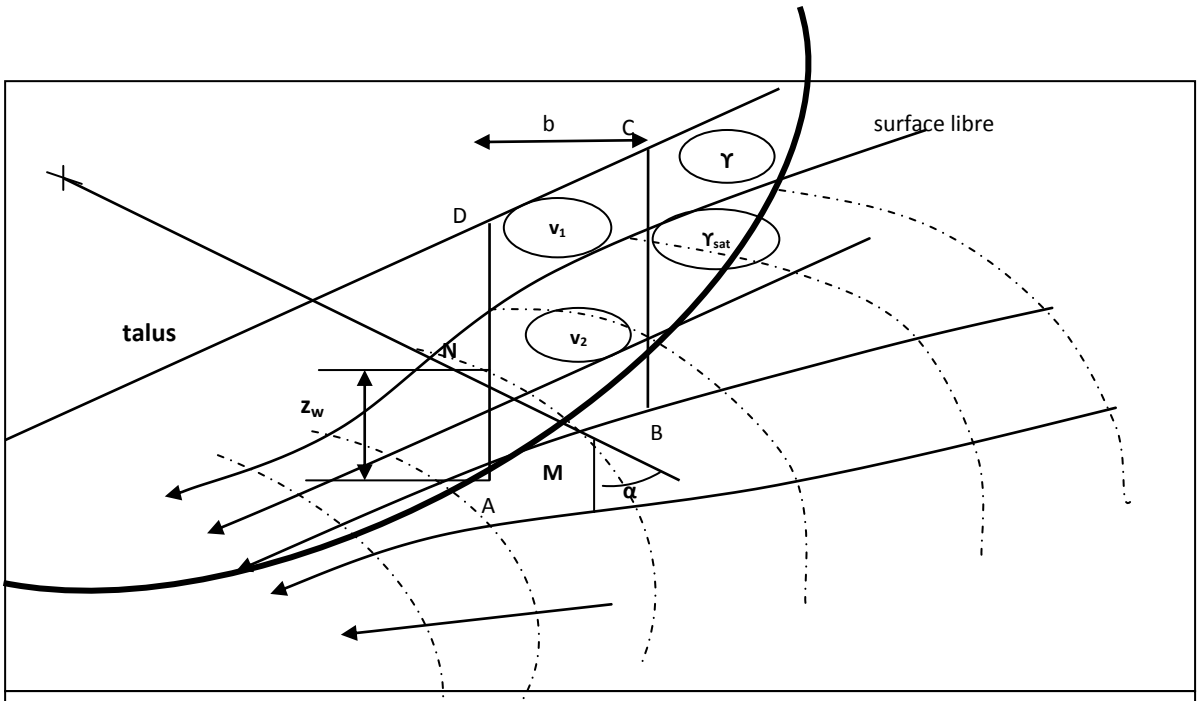


Figure.III. 8. Détermination de la valeur de pression interstitielle

- **Calcul du coefficient de sécurité global *:***

Soit W le poids total de la tranche ABCD, V_1 et V_2 les volumes situés respectivement au-dessus et au-dessous de la surface libre tels que : $W = \gamma . V_1 + \gamma_{sat} . V_2$

Soit N et T les composantes normales tangentielles sur l'arc AB du poids W de la tranche ABCD (fig.III.9) . La résistance Maximale au cisaillement le long de AB est donné par l'expression: c'.AB+(N-u.AB)tanφ' .

En sommant , pour toutes les tranches , les résistances maximales au cisaillement ainsi que les composantes T =Wsinα, la formule (**1 ter**) devient :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m} [c'_i \frac{b}{cos\alpha} + \left(W\ cos\alpha - \frac{u.b}{cos\alpha}\right) tan\varphi_i] / \sum_{n=1}^{n=m} Wsin\alpha \qquad \textbf{(3)}$$

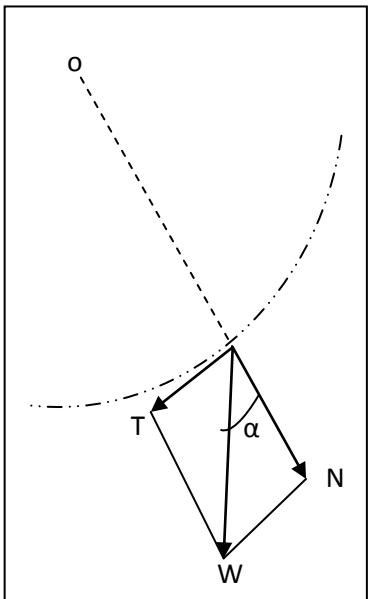


Figure.III.9.Décomposition du poids total W de la tranche ABCD

- **Prise en compte des écoulements en dessous du niveau aval :**

La méthode précédente est mise en défaut si la nappe aval est plus haute que le pied de la pente (fig. III.10) à moins de prendre en compte l'eau de bassin dans le poids des situées à l'aval.

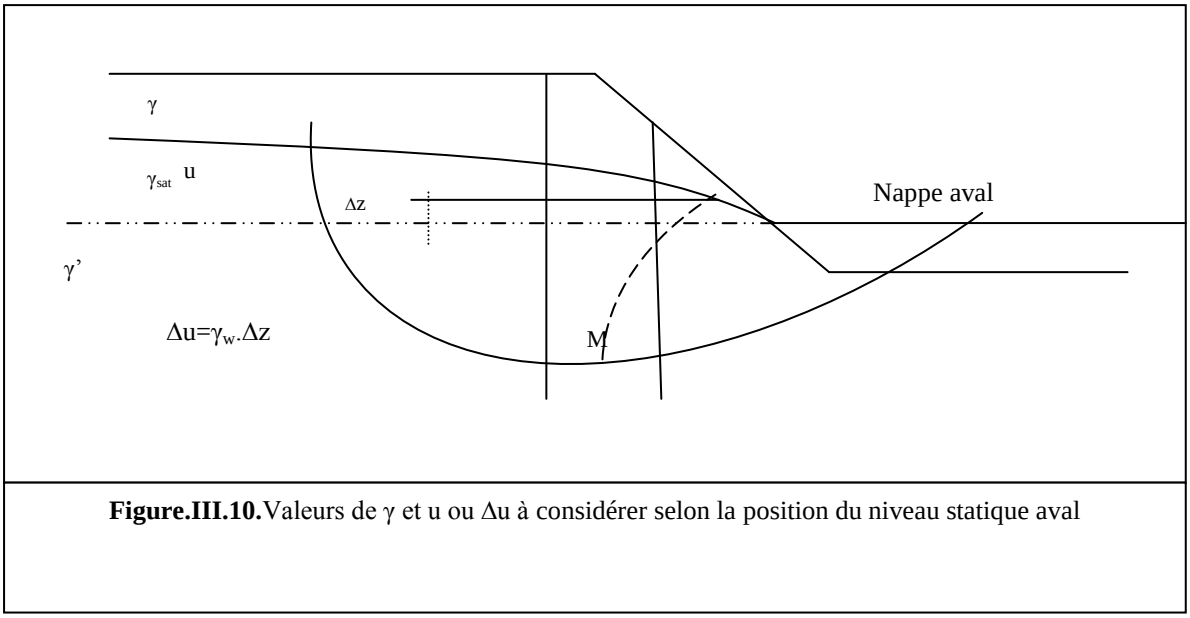


Figure.III.10. Valeurs de γ et u ou Δu à considérer selon la position du niveau statique aval

Il est plus pratique de considérer le sol comme déjaugé sous le niveau de la nappe aval,et de remplacer la pression interstitielle **u** dans la formule précédent par Δ**u** , qui représente la différance entre la pression interstitielle réelle au point M et la pression hydraulique qui règne au même point si seule la nappe aval existe .

La figure III.11 Résume les caractéristiques à considérer dans le calcul de la stabilité en tenant compte des écoulements.

III.1.4. 2. Méthodes de BISHOP :

2.1. Méthode de Bishop détaillée :

Les composantes V_n , V_{n+1} , H_n , H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (fig.III.2) et influencent la réaction R_n .

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée **Méthode détaillée**,permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

Pour déterminer F_s il faut :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} wsin\alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - u_n . b] \tan \varphi'_i + c'_i . b}{\cos \alpha + sin\alpha . \frac{tan\varphi'_i}{F_s}} \qquad \textbf{(4)}$$

- procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.
- définir V_n,V_{n+1}. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

2.2. Méthode de Bishop simplifiée :

L'hypothèse supplémentaire est que V_n-V_{n+1} = 0 , quelle que soit la tranche considérée .

L'équation **(4)**devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} wsin\alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W - u_n . b] \tan \varphi'_i + c'_i . b}{\cos \alpha + sin\alpha . \frac{tan\varphi'_i}{F_s}} \qquad \textbf{(5)}$$

III.2. Méthodes de confortement :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain: soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. La figure 27 présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

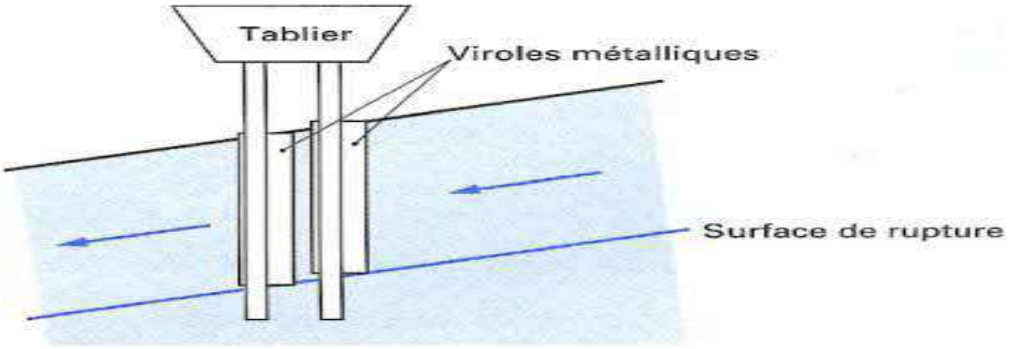


Figure.III.11 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, il est recommandé de prendre un coefficient de sécuritéF = 1,5 pour l'ouvrage en service. Dans uneintervention deréparationaprèsglissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, lecoefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3.

Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues,ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps(colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôtF= 1,5.

III.2.1. Terrassements :

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

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

III.2.1.1 Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement,ledimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de

lastabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

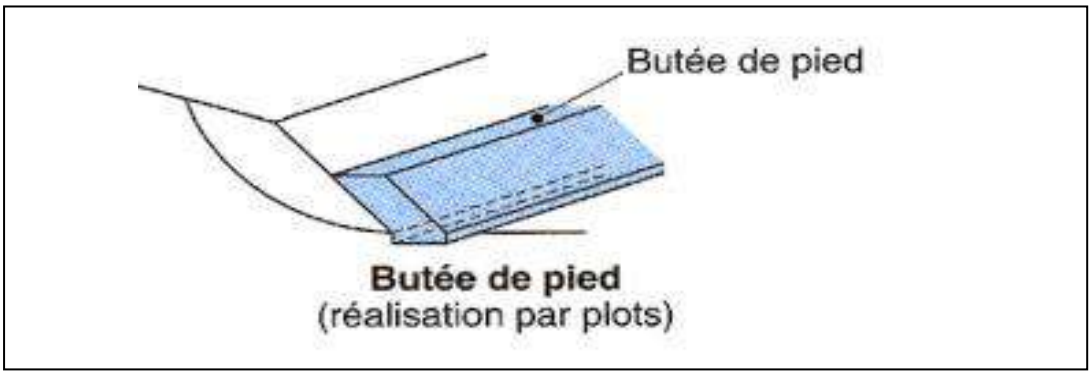


Figure. III. 12. Schéma de buté de pied

III.2.1.2. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête . On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

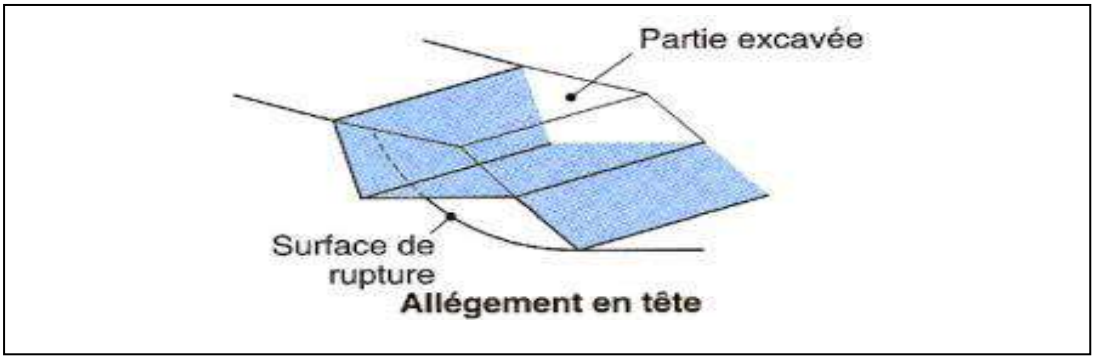


Figure.III.13. Schéma d'allègement en tête

III.2.1.3. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.
Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons quel'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer lastabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

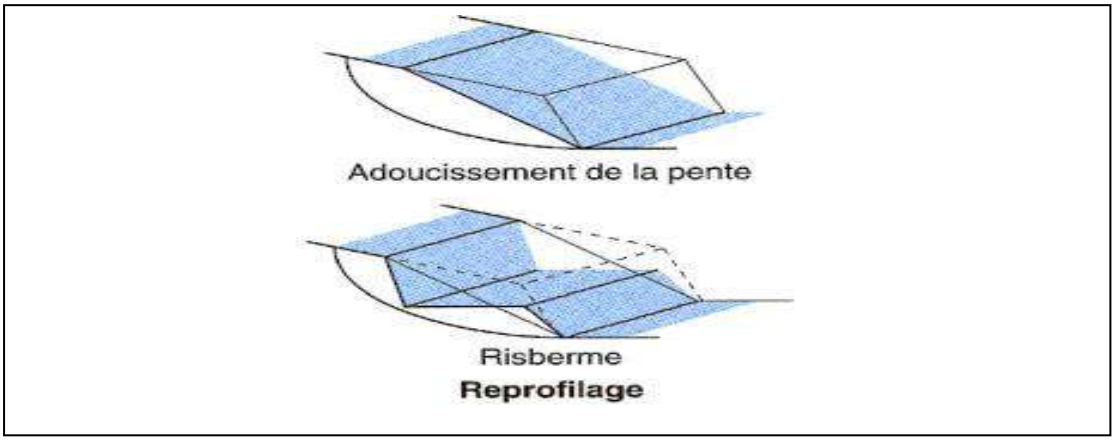


Figure.III 14. Schéma de reprofilage

III.2.1.4. Purge :

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

III.2.1.5.Substitution totale ou partielle :

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

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travauxet celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiquesdu matériau

de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériauxconcerné, que l'onexcave plus profondément que la surface de rupture, que l'on réalise desredans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditionsde terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus (figure III.15).

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

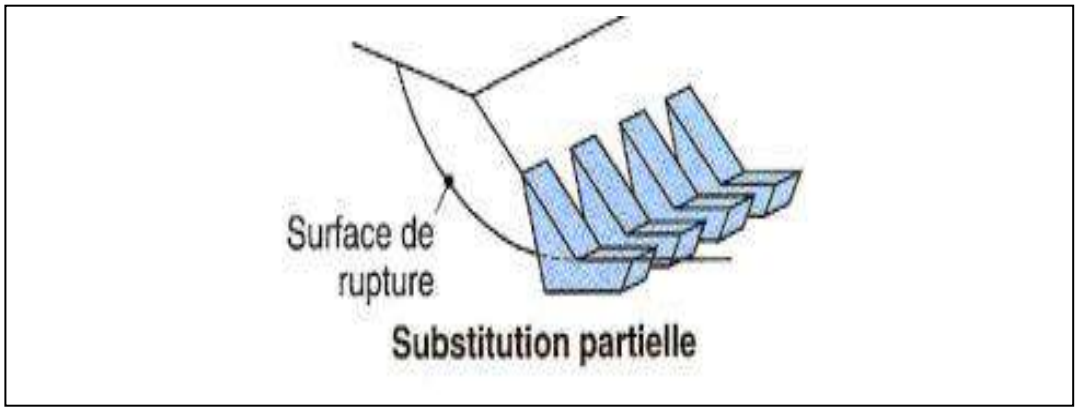


Figure.III.15. Schéma de substitution partielle

III.2.2.Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

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

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

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

III.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviterd'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

III.2.2.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure (III.16**)**, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Les tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique: la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- à la trancheuse: les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la haveuse de paroi: les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m) La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m)la tenue des parois de la fouille est assurée par une bouebiodégradable**.**

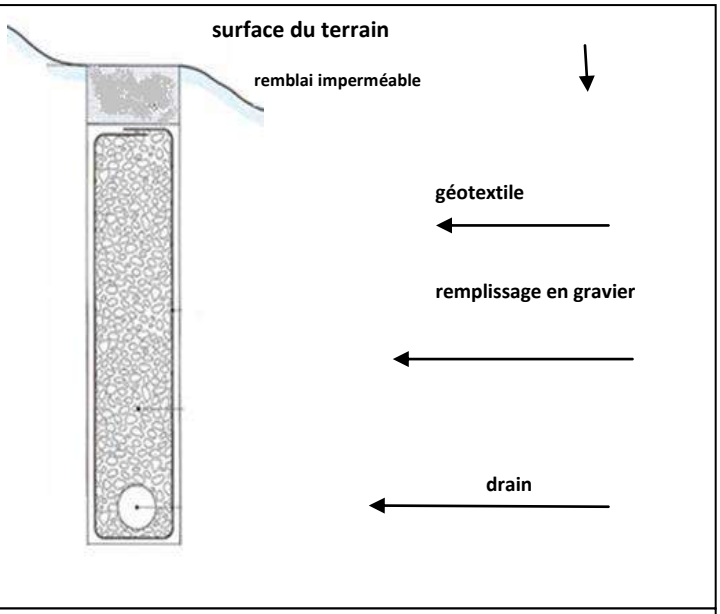


Figure .III. 16. Coupe type d'une tranchée drainante

III.2.2.3. Drains subhorizontaux :

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5^{o}) et à y placer des tubes crépins. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

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

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.)
- une protection contre le gel à la sortie des drains ;

- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

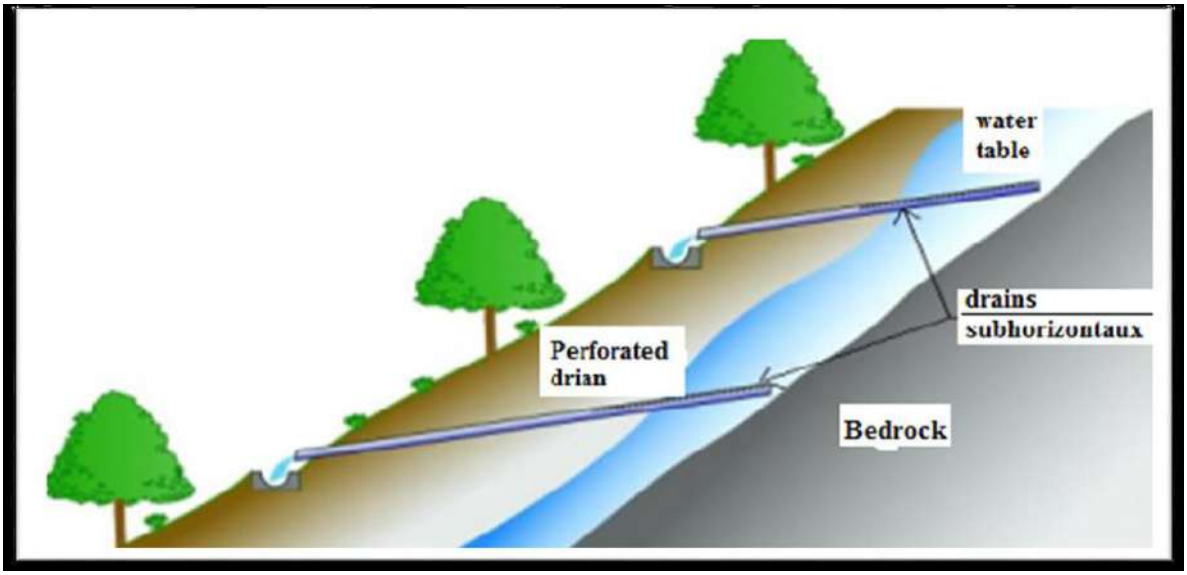


Figure.III.17. Drains subhorizontaux [1].

III.2.2.4. Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

III.2.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes :

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

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

Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace

III.2.3. Introduction d'éléments résistants :

On entnd par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micro-pieux ;

- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. Lacompatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable: les déplacements du sol conduiraientà la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

III.2.3.1.Ouvrages de soutènement :

a)- Les ouvrages rigides :

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression)

b)-Les ouvrages souples :

Sont des structures obtenues a partir degabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deuxPhases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre a chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment queles murs rigides.

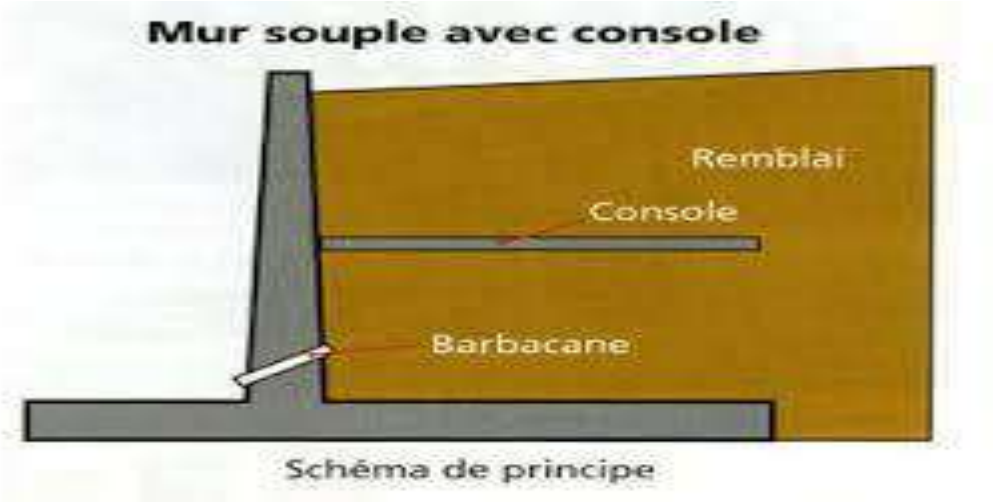


Figure .III.18. MurOuvrages souples

III.2.3.2. Tirants d'ancrages :

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

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction.

Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure **35** , les calculs sont assez simples et peuvent êtreconduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force$B$). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l + (w\cos\beta + B\sin\beta - P\sin\beta)Tan\varphi'}{w\sin\beta + P\cos\beta - B\cos\beta} = \frac{a}{b}$$

Avec C′ et φ′caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ le coefficient de sécuritédevient ::

$$F + \Delta F = \frac{a + \phi cos\delta tan\varphi'}{b - \phi \sin\delta}$$

Pour une valeurΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrageen faisant varier l'inclinaison. L'effort ϕminimal est obtenu pour : $\delta = arctan\frac{F + \Delta F}{tan\varphi'}$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre latension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que dediminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir unsuivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubesinclina-métriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillancedes tensions dans les tirants.

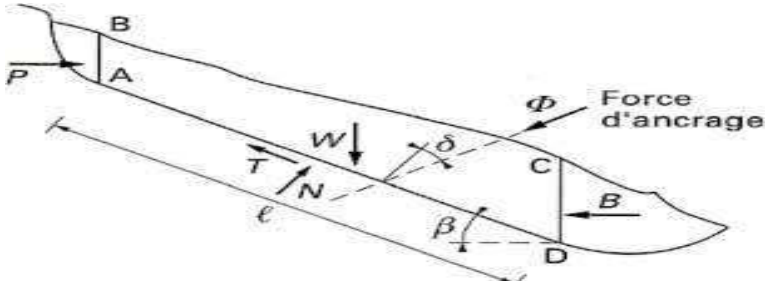


Figure .III . 19. Stabilisation par ancrages précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

III.2.3.3. Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durantles dernières années comme une technique de stabilisation despentes instables. La raison qu'il est aisé et rapide à mettreen œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distinguehabituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertiedes armatures utilisées :

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure .III.20) ;
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

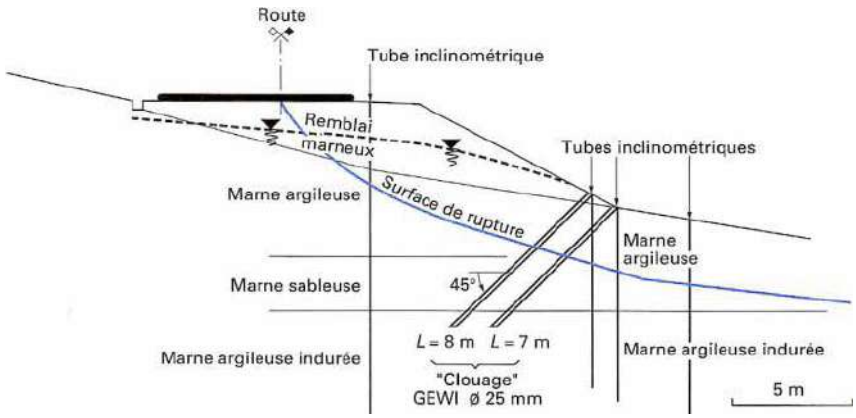


Figure .III 20. Exemple de clouage d'un glissement

a)- Clous et micro-pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain parclouagerepose surle principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvementengendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sonttransmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

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

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouagese fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques derupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance internede l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'êtremobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de sectionsupérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'efforttangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite $\mathbf{Pq_s}$ où

P : est le périmètre du clou et

$\mathbf{q_s}$: le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pression-métriques; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se faiten utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelleon introduit les efforts apportés par les clous. Deuxoptions sont possibles pour introduire les efforts résistants apportéspar les clous

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

b)- Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieuxou des barrettesprocède du même principe que précédemment. Mais, compte tenude leur inertie importante, les pieux travaillent principalement enflexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent entraction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées depieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers centralde la pente instable.

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance internedu pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobiliséeen flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissementmobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. Onconsidère en général que cette dernière est majorée par la pression limite $\mathbf{P}_{\ell}$mesurée à l'aide du

pressiomètre Ménard: en prenant uncoefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latéraleà $\mathbf{P_\ell/2}$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité auglissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité depente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

III.3 .Technique de surveillance :

III.3.1. Système de surveillance :

L'objectif principal du système de surveillance est de fournir des informations sur l'évolution du phénomène de façon à pouvoir prendre les mesures nécessaires : on redoute soit l'accélération plus ou moins brutale du phénomène (la rupture), pouvant mettre en danger des vues humaines, soit le dépassement du seuil de déformation admissible sur un ouvrage. Les disposions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité.

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- les paramètres mesurés :
  - Cinématiques : en surface (topométrie, extensomètre) ou en profondeur(inclinomètre),
  - Piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface derupture) et hydrauliques,
  - Météorologiques (pluviométrie, nivomètre) ;
- La position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une Redondance des systèmes de mesure s'impose;
- La fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;
- Le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- eur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes (définition des seuils, des Mesures à prendre).

Un système de surveillance peut être automatisé à un degré plus ou moins poussé ; dans certains cas, des systèmes entièrement automatiques (depuis l'acquisition des mesures, Réalisée toutes les dix secondes, jusqu'au déclenchement d'un feu rouge) sont recommandés, mais il ne faut pas négliger l'intérêt de l'avis de l'expert, après visite éventuelle du site, pour évaluer une situation critique.

III.4. Conclusion :

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelés à regrouper presque toutes les théories développées qui traitent le phénomène de glissementde terrain et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape on a cité brièvement la définition d'un mouvement de terrain, et dans la deuxième étape nous avons identifié et différencié tous les types de glissement ainsi que les méthodes de calcul de stabilité des pentes. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination du coefficient de sécurité Fs.

A la fin nous avons recensé plusieurs types de soutènement et de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

Chapitre IV

Présentation reconnaissance et étude géotechnique du site

IV. Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

IV.1 Introduction

Dans ce présent rapport nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ, contextes : topographique, géologique, géomorphologique les recommandations concernant le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

IV.2 Reconnaissance du site

Le glissement du PK71+950 de la RN1, se situe après un espace d'aire de jeu etdes paillotes de vente d'objets traditionnels en allant vers Médéa, au Sud d'El-Hamdania.

La route est limité en amont par l'ancienne voie ferrée abandonnée qui relieBlida à Laghouat en passant par Médéa, et surplombe à l'aval l'Oued Chiffa, avec unedénivelé d'environ 8 m.



Figure. IV.1. Photo satellitaire ''Google''**.**

Le site est localisé par les coordonnées de navigation (système UTM fuseauxhoraire 31S) suivantes

Tableaux IV.1 les coordonnées de navigation (système UTM fuseauxhoraire 31S)

PK	X	Y	Alt
RN1_PK71+950	N36 20.414	E2 45.880	393m



Figure. IV.2.3. Les coordonnées de navigation

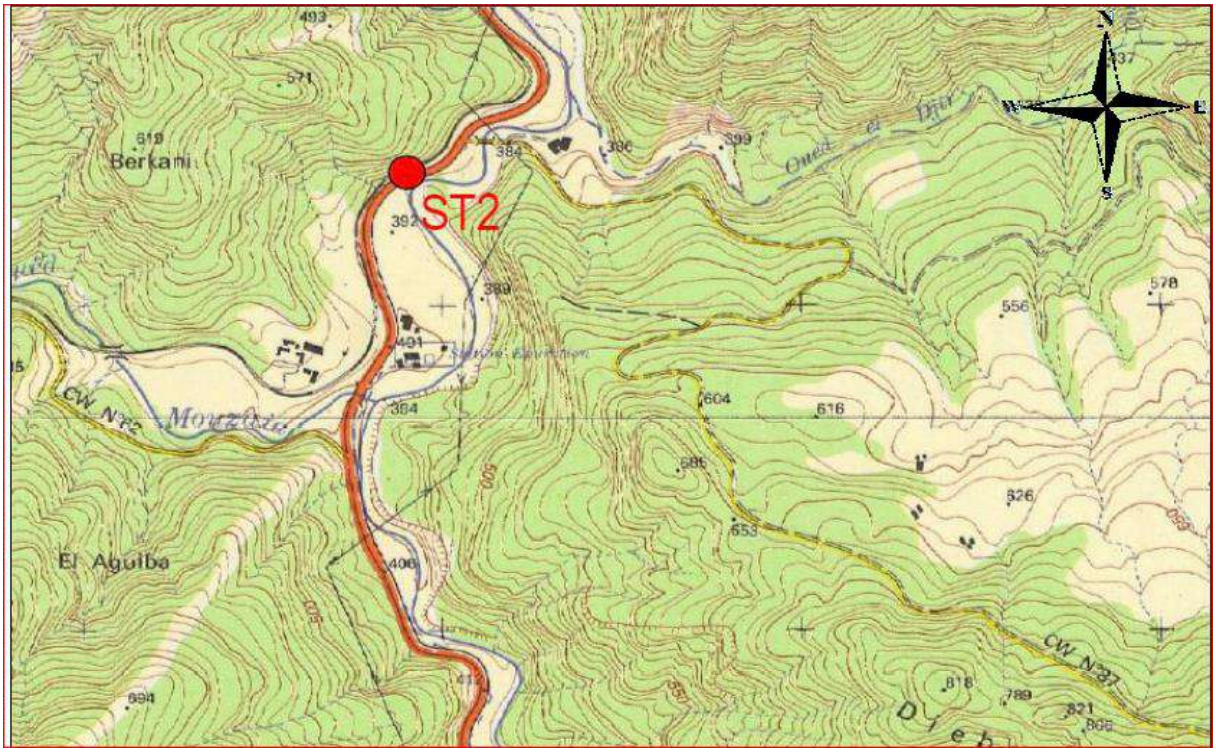


Figure IV.4. Extrait de la carte topographique de Médéa

IV.2.1.Carnet de repérage des polygonales de base

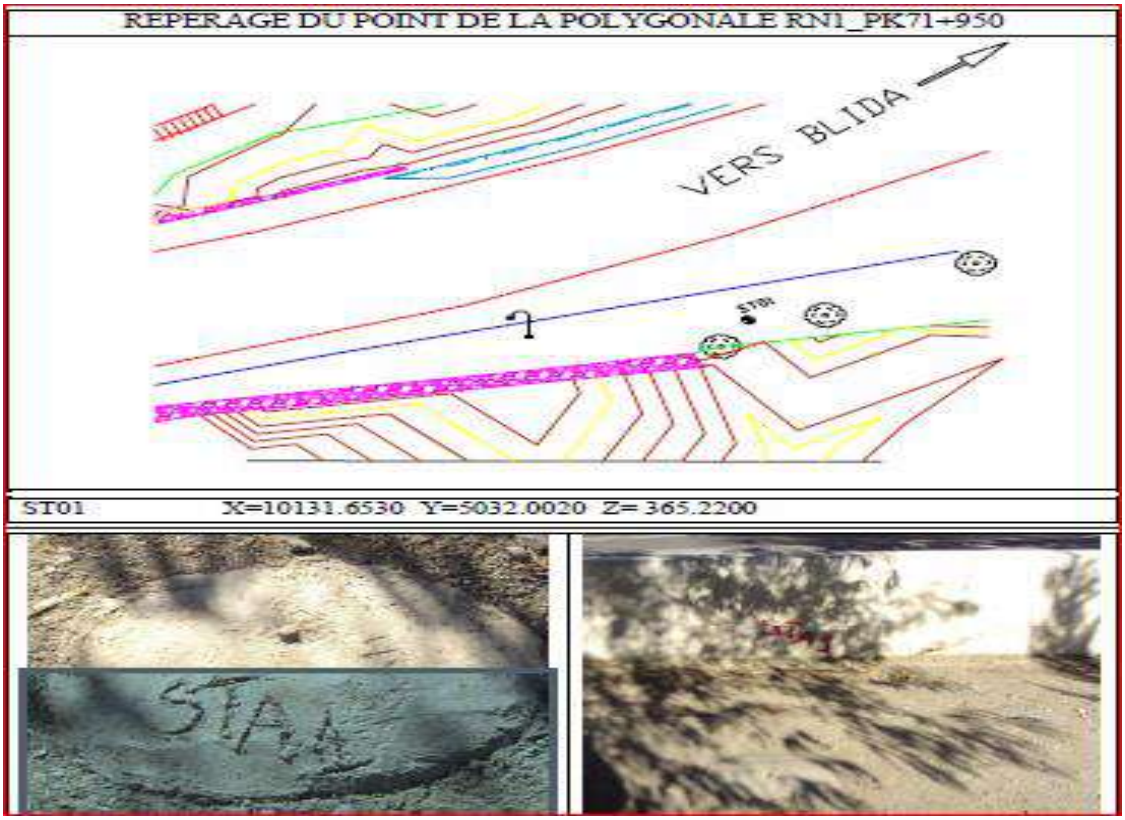


Figure IV.5. Les stastion de coordonnées topographique STA 01

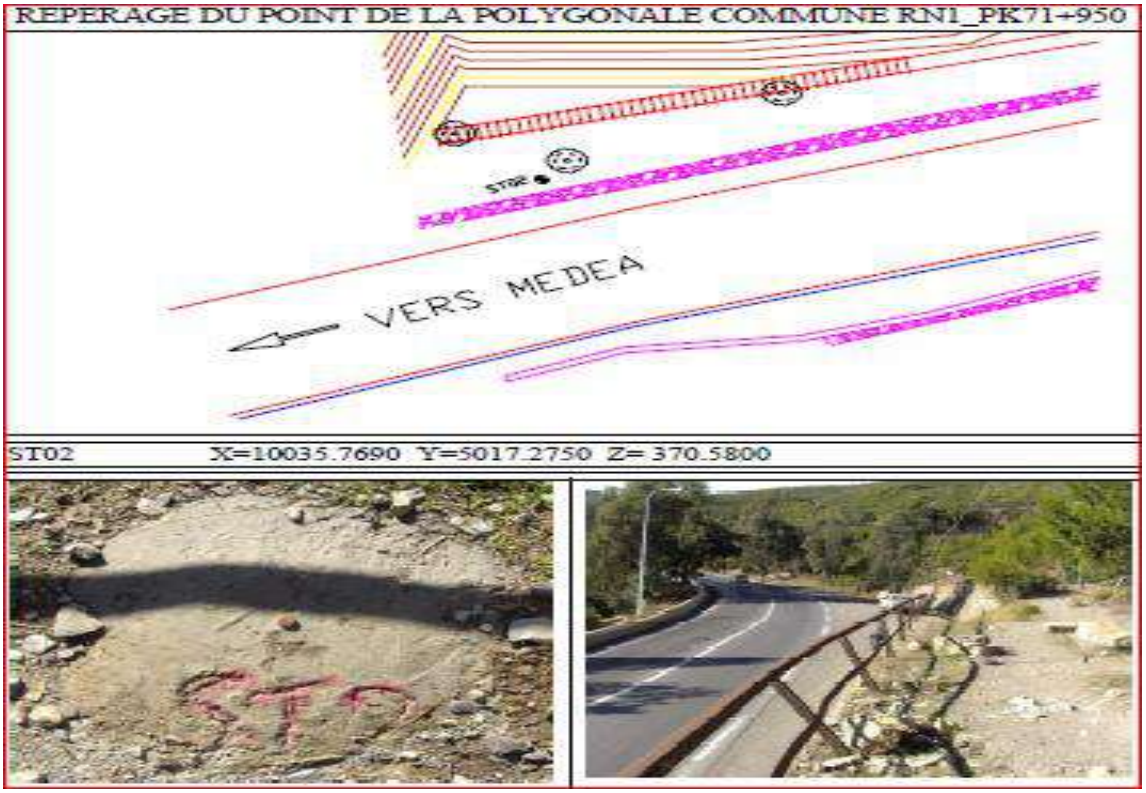


Figure IV.6. Les stastion de coordonnées topographique STA 02

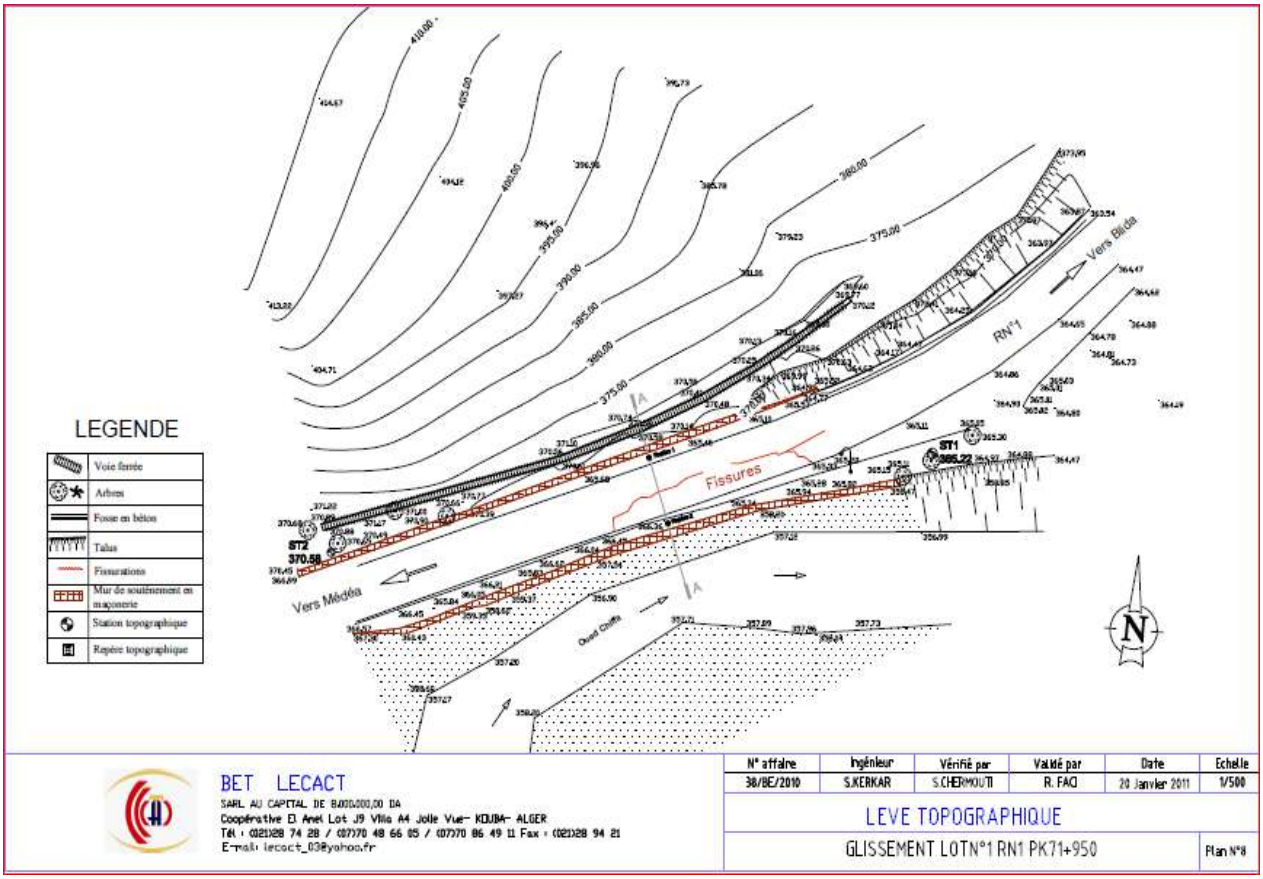


Figure IV.7. leve topographique

.IV.3.Aperçu géologique régional

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et àl'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développéesdans la partie Nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie Sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du **Trias**.

- Les formatons triasiques, sont représentées par des roches bariolées argilo-gypseuses,parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies.

- Les formations du Crétacé sont largement développées dans les parties nord etcentrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenantles dépôts du Crétacé inférieur à supérieur.

  - **Crétacé inférieur** : représenté par des schistes argilo-siliceux, des argilites etdes marnes avec les intercalations de grès, parfois les roches sont gypseuses.

- **Crétacé moyen (Cénomanien)** : Alternances des marnes et des calcaires.

- **Crétacé supérieur (Sénonien)** : Comprend les calcaires marneux gris, grèsbrunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentéespar les dépôts de l'Eocène et

de l'Oligocène. Ce sont des argiles marneuses, grès,des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.

- **Les dépôts néogènes** sont développés sur tout le territoire de la wilaya et sont Représentés par les formations **miocènes** et **pliocènes** d'argiles marneuses,calcaires organogènes, grès, conglomérats.
- **Les dépôts du Quaternaire** : sont représentés par les formations de pentes : limons, sables, argiles, galets.



Figure IV.8. Carte de la géologie locale.

Les principales formations géologiques (figure 2) rencontrées au niveau de la zone d'étude ; appartiennent au crétacé: supérieur (**C8-7**), et moyen **(C5-4).**

IV.4. Désordres observes au PK 71+950:

Les observations de terrain ont mis en évidence la présence :

- De dégradations de chaussée,
- Des ruptures de joints de reprise du mur de soutènement,
- Des déformations de la partie supérieure du mur de soutènement aval.

IV.4.1 Dégradations de chaussée :

Les figures 3 et 4 montrent les fissures colmatées sur la chaussée, elles affectent la demi chaussée sur une longueur approximative de 40 m. La partie de la

Chaussée affaissée est délimitée par la fissure colmatée et le mur de soutènementaval.



Figure IV.9. Fissures colmatées sur la chaussée.



Figure IV.10. Fissures colmatées.

IV.4.2. Désordres affectant le mur de soutènement en avalHistorique :

Le mur de soutènement en maçonnerie qui longe l'oued Chiffa, a une longueur de l'ordre de 100 m et une hauteur de l'ordre de 9.00m. Le mur a été construit enPlusieurs phases. Sur les figures 5 et 6, on distingue les joints de reprise quiDifférencient les phases de construction du mur.

La partie inférieure du mur (talon de 1.50m) constitue la semelle de fondation qui a une hauteur de l'ordre de 2.50m, et qui repose sur le substratum.

Nota: La base de la semelle a subi un traitement en béton (longrine en béton), Probablement pour assurer la stabilité du mur.



Figure IV.11.: Section du mur non affectée par les désordres.

La semelle et les 2.00m inférieurs du mur ont reçu un rejointoiement. Le mur estÉquipé de quatre files de barbacanes espacées de 2.00m, l'espacement horizontal varie de 3.00m 5.00m.

Remarque : Les écoulements importants de l'oued et la forte densité de laVégétation, ne nous ont pas permis d'examiner de prés le parement du mur.



Figure IV.12. Section du mur présentant quelques désordres.



Figure IV.13: Partie supérieure du mur affectée par les désordres.

La figure 7 montre la section du mur affectée par les désordres.

Ledéveloppement de la végétation sur le parement n'a pas permis d'examiner de plus près l'état du mur. La végétation s'est développée principalement sur lapartie supérieure du mur (au dessus de la dernière file des barbacanes) qui a subides désordres (bombement).

La figure 8 montre la rupture horizontale et un léger bombement de la partie

Supérieure du mur. A priori, la végétation est liée aux infiltrations des eaux àtravers l'accotement (espace entre la bordure et la tête du mur) et la partie du murnon jointoyé.



Figure IV.14: Rupture horizontale, bombement de la partie supérieure du mur.



Figure IV.15: Zone de faïençage.

La figure 10 montre deux zones de faïençages localisés le long de la fissureColmatée, elles ont subi des affaissements. Les zones affaissées sont situées auDessus de la partie du mur déformé (bombement).

IV.5. Reconnaissance géotechnique :

IV.5.1. Reconnaissance in-situ:

En tenant compte des conditions géologiques du site et leurs types d'aléas rencontrés ainsi que les résultats obtenus au cours de la première mission.

Un programme de reconnaissance a été dégagé et Comporte

- **10 essais de pénétration** réalisés à l'aide d'un pénétromètre de type''BORRO'', poussés jusqu'au refus, dont le but de déceler le toit du substratum.
- **1 sondage carotté** *(SC1)*.

Un seul sondage a pu être réalisé pour des raisons d'inaccessibilité de laSondeuse :

Versant amont abrupt, l'oued Chiffa en aval. Le sondage a été réalisé àproximité de la fissure affectant la chaussée, il a permis de connaitre la nature descouches traversées, et de faire des prélèvements des échantillons intacts pour desfins d'analyses en laboratoire.

a- Essais de pénétration dynamique

a.1 Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitativesur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un trainde tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libreappelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombrede coups de mouton *Ndh*nécessaires pour obtenir un enfoncement h de 20centimètres. La résistance du sol est déterminée à partir de la formule desHollandais ci-dessous, selon la norme NFP 94-115. Les essais de pénétration ontété réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

Avec :

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].

qd: Résistance de pointe dynamique [Bars];

Les dix (10) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

a-2 Résultats obtenus:

Les profondeurs de refus atteintes, sont récapitulées dans le tableau 2

.Tableau IV.2 de pénétromètre

N° d'essai au pénétromètre	**P1**	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**	**P10**
Profondeur de refus en m	0.6	0.6	5.6	5.8	7.0	3.8	5.0	4.6	0.6	0.6

- **Fiche d'essai au pénétromètre P1**

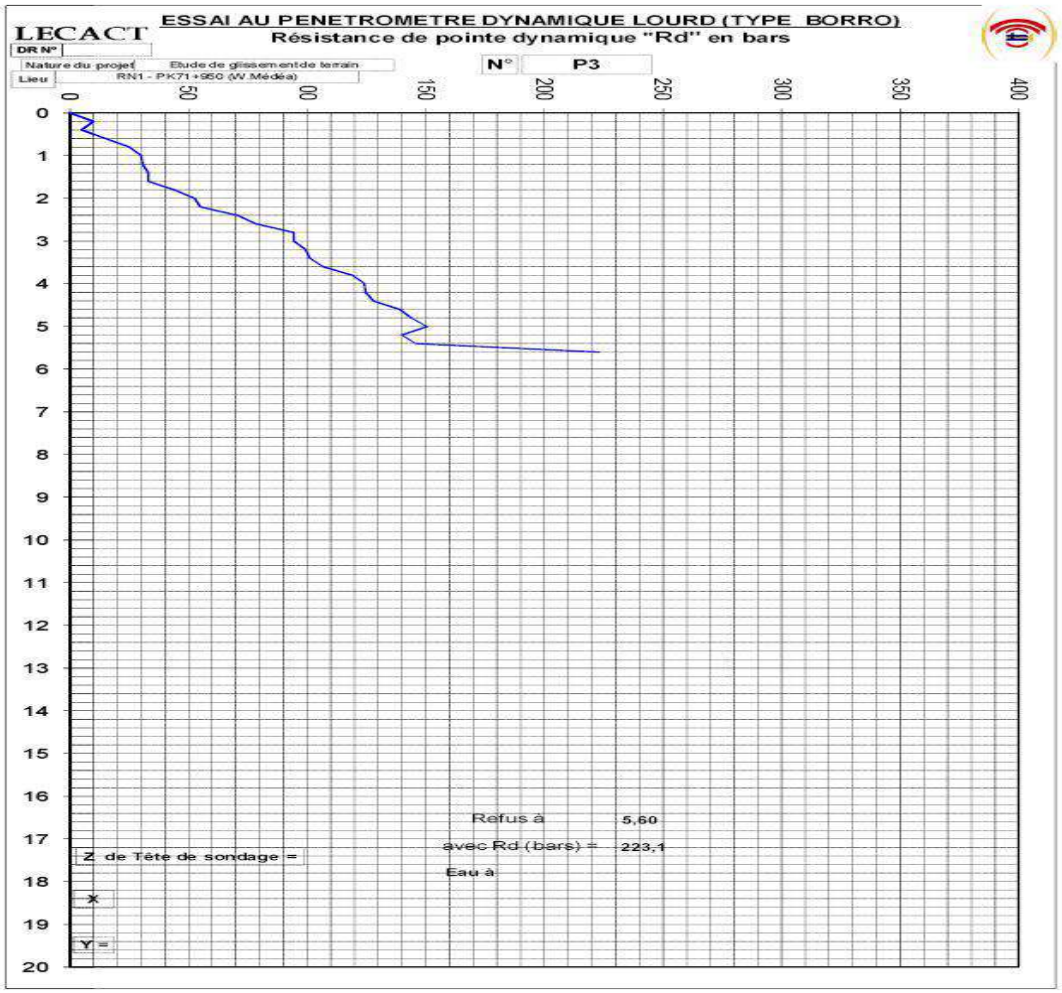


Figure IV.16 Fiche d'essai au pénétromètre P1

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

Les graphes d'essais pénétromètriquessont joints en annexe (Ax-1).

b - SONDAGES CAROTTES

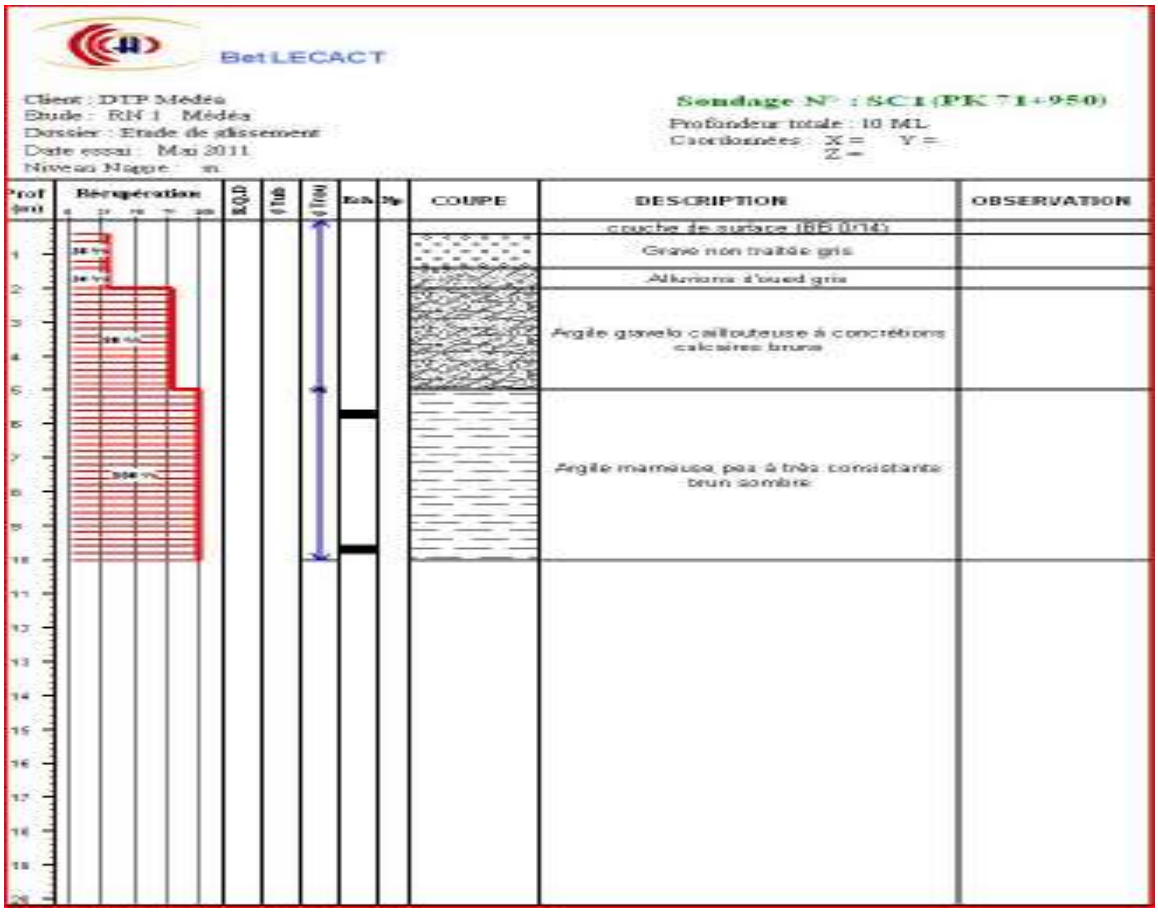
Le sondage carotté *SC1* a été réalisé au mois de Mai 2011, il a atteint uneProfondeur de 10m.

La succession lithologique de la coupe du sondage *SC1* (en annexe) est décritcomme suit :

Tableau IV.3. sondage carotté

SC1		
Profondeur (m)	**Légende**	**DESCRIPTION LITHOLOGIQUE**
0.00-1.40 m		Corps de chaussée (enrobés, GNT)
1.40-2.00 m		Remblai (TVO),
2.00-5.00 m		Argile caillouteuse et à concrétions calcaires brune
5.00-10.0 m		Argile marneuse peu à très consistante brun sombre.

Figure IV.17Fiche de sondage N°1 SC1 (PK 71+950)



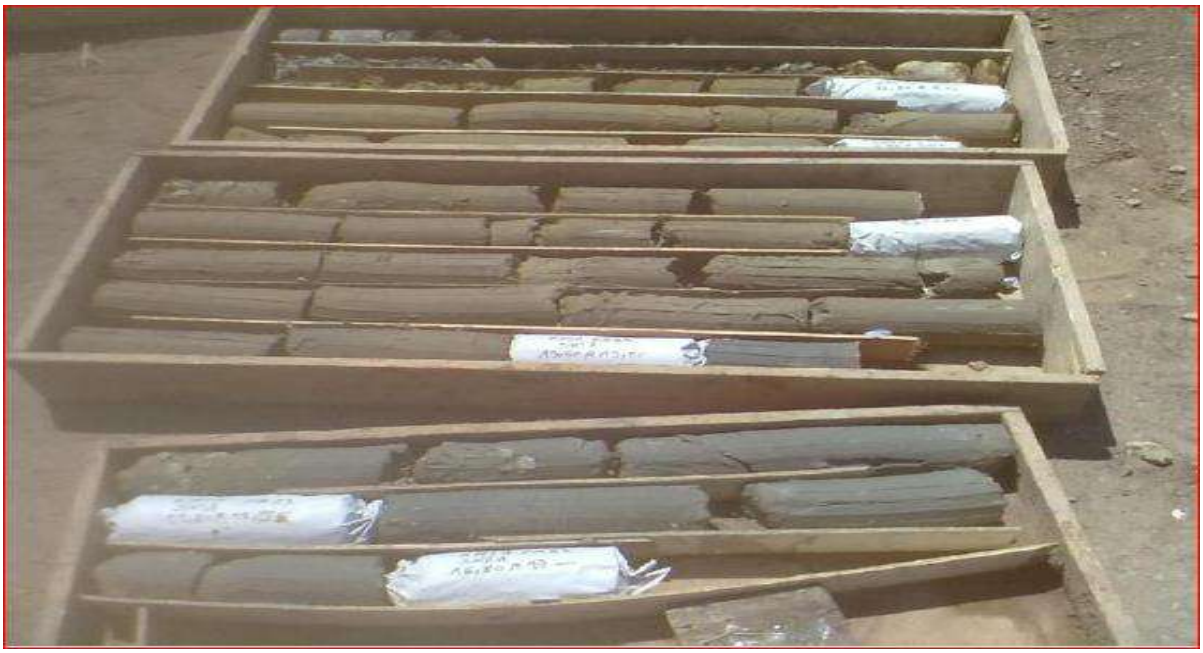


Figure IV.18: Caisses à carottes du sondage SC1.

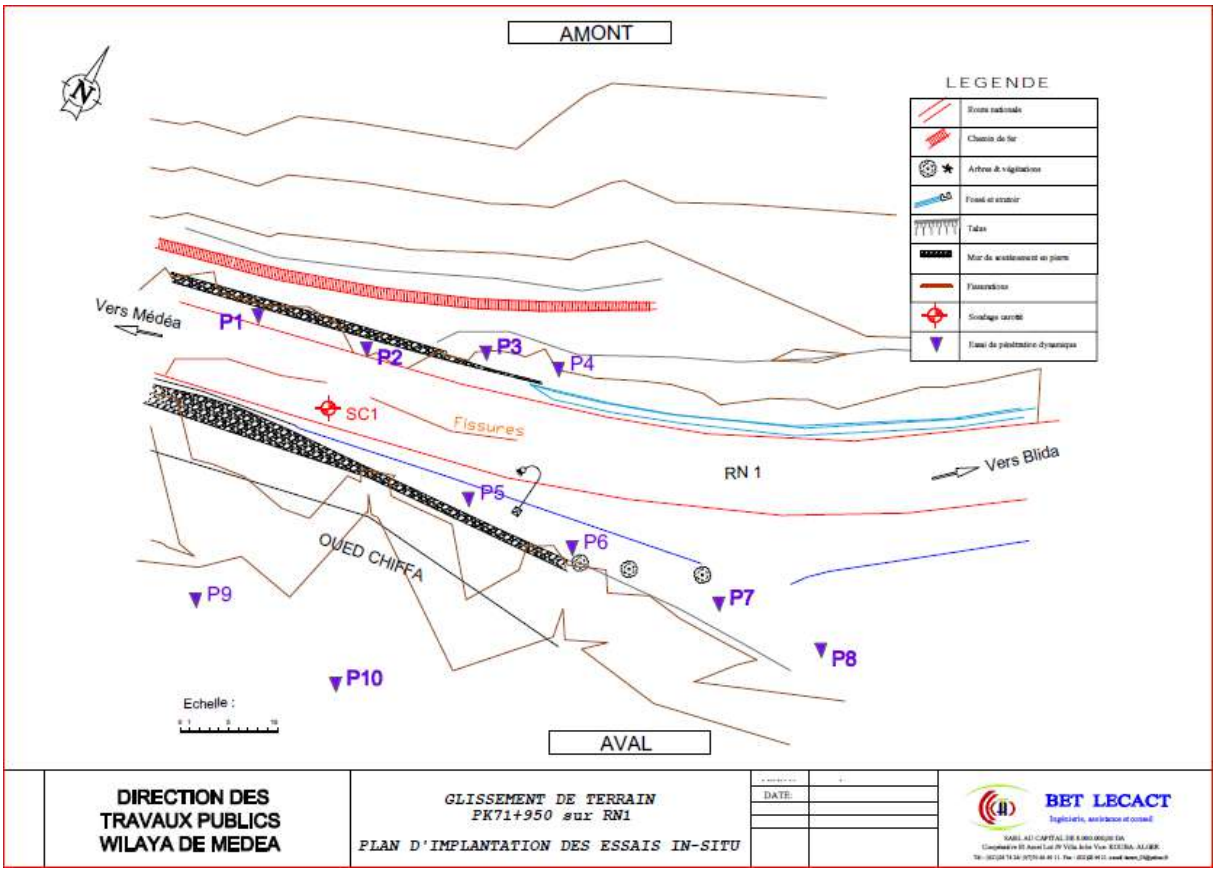


Figure IV.19 Plan d'implantation tous les points d'essai au pénétromètre et sondage N°1 SC1

IV.5.2. reconnaissance in Essais laboratoire :

IV.5.2.1.But :

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

Deux types d'essais de laboratoire sont prévus:

a) Essais physiques :

Ils permettent la détermination des valeurs des paramètres physiques essentielspour l'identification et la classification des matériaux. Pour chaque type d'essai,il est prévu quatre (04) à six (06) essais.

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

b) Essais mécaniques :

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

- **Essais de cisaillement à la boite de Casagrande**:

Pour la détermination de la cohésionet l'angle de frottement. Les essais seront réalisés sur les échantillonsparaffinés. Il est prévu 3 à 4 essais, selon l'homogénéité des sols.

- **Essais œnométriques**: Ils permettent d'apprécier l'état de consolidationen place des sols, ils permettent, également, de déterminer le coefficientde consolidation (**Cc**). Il est prévu 4 à 3 essais œnométriques.

IV.5.3.Description des essais de laboratoire

IV.5.3.1.Détermination des caractéristiques physiques :

Paramètres nécessaires à la classification des sols.

a) Courbe granulométrique:

La courbe granulométrique d'un sol, est la distribution des grains suivant leurdimension. la courbe granulométrique, c'est une représentation graphiquedonnant :

- 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 del'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

lanorme **NF P94 -050**.

c)Poids volumique γ :

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

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

d)Limites d'Atterberg:

Ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'unsol. L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau (**WL**) pour laquelle une rainure pratiquée dans unsol 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 **Ip= WL – WP.**

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 sefait dans des conditions de température et de pression connues (norme **NF P 94 –048**).

IV.5.3.2 Détermination des caractéristiques mécaniques :

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

-Essai de cisaillement direct (boite de **Casagrande**),

-Essai triaxial.

Les essais permettent la mesure des caractéristiques à la rupture du matériau. Lesessais se font selon des conditions et les objectifs visés. Les conditions d'essaisont :

- 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.

Le tableau ci-après donne les conditions de réalisation des essais de cisaillementeffectués au laboratoire.

Tableau IV.4 des conditions de réalisation des essais de cisaillementeffectués 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 oedométrique:

Le principe de l'essai oedométrique permettant de charger axialement uneéprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformationtransversale nulle) et de mesurer sa variation **ΔH** de hauteur **H**. Les facessupérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont encontact avec des disques drainants.

La courbe oedométrique (**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 oedométrique.

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

IV.5.*3.3.* Résultats obtenus

Les tableaux ci après, regroupent les résultats obtenus au laboratoire.

Les essaisont été réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches deterrain rencontrées dans les sondages carottés. L'essai oedométrique est réalisé conformément à la norme **XP P 94 – 090 -1**.

Tableau IV.5 : Récapitulatif des caractéristiques physiques.

RN1 au PK71+950		Nature	Caractéristiques physiques								
Echantillons profondeur										Granulométrie	
			Wn (%)	**ɣ (kN/m3)**	**ɣd (kN/m3)**	**Sr (%)**	**WL (%)**	**Ip (%)**	**Ic (%)**	**2mm (%)**	**80µm (%)**
SC1	1,4/2,0	Alluvions d'oued	10.5	-	-	-	28.5	8	-	39	8
	2,0/5,0	Argile gravelo-caillouteuse	20.5	20.3	16.8	91.1	45.5	21	1.19	95	70
	5,4/5,8	Argile marneuse	18.6	20.5	17.2	88.1	56.8	30.5	1.25	100	83
	9,6/10,0	Argile marneuse	10.3	21.6	19.5	72.5	59.8	28.9	1.38	-	-

Tableau IV.6: Récapitulatif des caractéristiques chimiques et mécaniques.

RN1 au PK71+950		Caractéristiques chimiques	Caractéristiques mécaniques				
Echantillons			Cisaillement		Compressibilité		
profondeur		$CaCO_3$ (%)	Cuu (bar)	φuu (°)	σ c (bar)	Cc(%)	Cs(%)
SC1	1.4/2.0	0	-	-	-	-	-
	2.0/5.0	6.4	0.35	16	1.59	12.8	2.7
	5.4/5.8	-	0.52	11	1.75	9.8	1.6
	9.6/10.0	25.5	0.58	10	2.11	13.8	1.7

IV.6.Exploitation et interprétation des résultats

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

- Des fissures colmatées sur la demi-chaussée,
- Des zones de faïençages affaissées,
- Une rupture horizontale affectant la partie supérieure du mur de Soutènement en maçonnerie aval,
- Zone de bombement de la partie supérieure du mur,
- Présence de végétation sur le parement du mur.

2) Les essais de pénétration dynamique ont donné des profondeurs de refus allantde 3.8m à 7m. Cependant, les faibles profondeurs enregistrées le long deL'accotement sont liées à la présence de blocs et cailloux de la couche deRemblai (T.V.O).

3) Le sondage carotté a mis en évidence une couche de remblai d'une épaisseur del'ordre de 2 m, qui repose sur un substratum marnocalcaire.

4) Les essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés descouches d'alluvions et les couches d'argiles marneuses. L'échantillond'alluvions analysé s'apparente à un grave limoneux non plastique(WL=28.5%, IP=8%. Les échantillons d'argiles marneuses sont denses, ilsprésentent des teneurs en eau variant de 10% à 20.5%, correspondant à desdegrés de saturation 72%≤Sr≤91%, ces valeurs caractérisent des sols humides.

Ils sont moyennement plastiques à très plastiques : 45.5%≤**WL**≤59.8%,21%≤**IP**≤30.5%. Les valeurs de taux de carbonate **6.4%≤CaCO3≤25.5%**,montrent qu'il s'agit des argiles (profondeur: 2.0/5.0m) et des argiles marneuses(profondeur: 9.6/10.0m).

5) Les matériaux provenant des argiles et des argiles marneuses, sont caractériséspar des valeurs de cohésion variant entre 0,35 bar et 0,58 bar et des valeurs del'angle de frottement: **10°≤φ≤16°**. La faible valeur de la cohésion a été obtenuesur l'échantillon prélevé entre 2.00m et 5.00m (formation à facies flysch).

6) Les essais oedométrique ont donné des valeurs de la pression de consolidationComprises entre 1,59 bar et 2,11 bars, et des indices de compression Cc variantde 9.8 % à 13.8 %. Ces valeurs caractérisent des sols sur consolidés, noncompressibles.

7) La campagne de reconnaissance géotechnique a permis à l'établissement d'unprofil géotechnique (figure 20), représentant le site

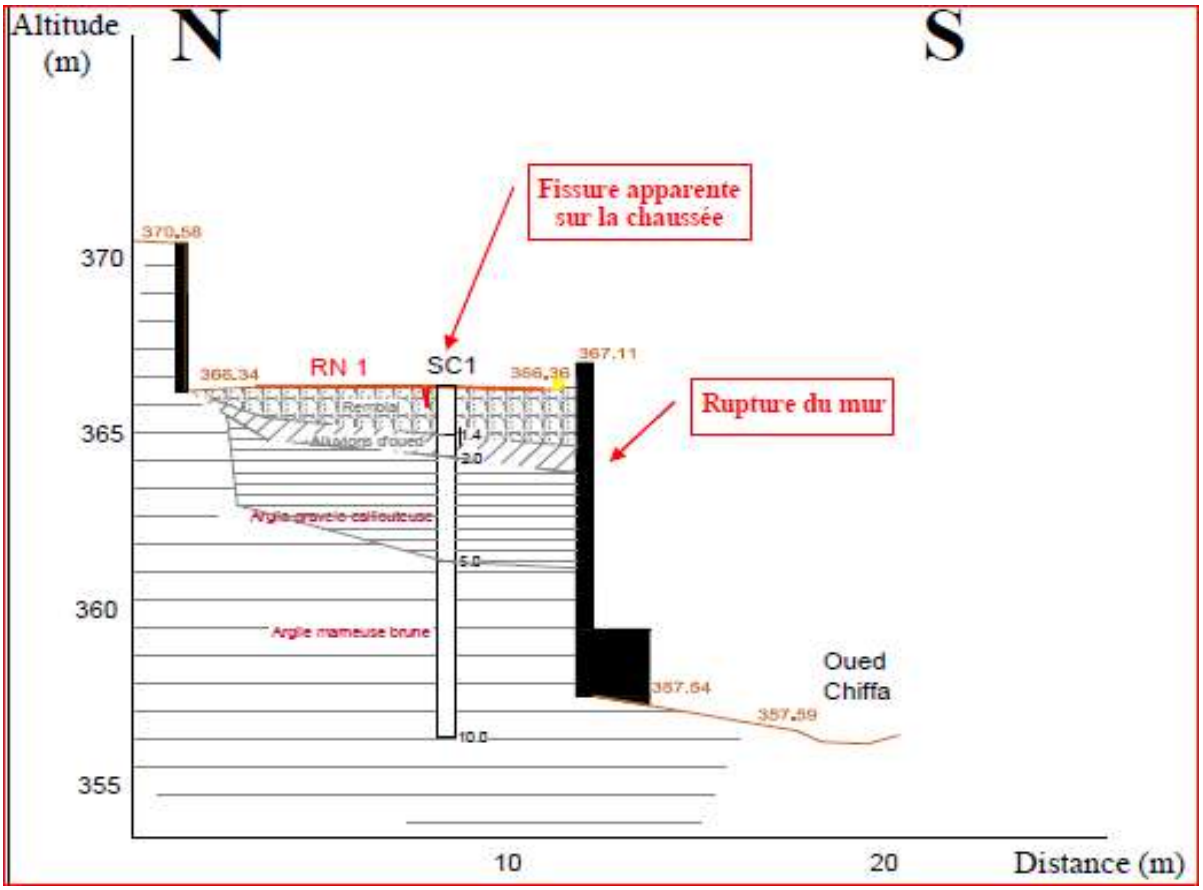


Figure IV.20 .Coupe représentatif du terrain au niveau du glissement PK71+950

IV.7.conclusion

1) Les observations de terrains ont mis en évidence les désordres suivants :

a. Des faïençages et affaissements localisés affectant la chaussée sur près de 20m, ils sont situés le long de l'axe de chaussée à proximité de la fissurecolmatée,

b. Rupture horizontale affectant le mur (environ 2.5m de la tête du mur), lalongueur apparente est de l'ordre de 5 m,

c. Bombement de la partie supérieure située au dessus de la rupture horizontale,

d. Présence de végétation le long des dis jointoiements.

2) La campagne de reconnaissance a mis en évidence une couche de remblai

(T.V.O) de l'ordre de 5m reposant sur un substratum : alternances de bancscalcaires et de marnes indurées.

3) La couche de T.V.O est une grave limoneuse non plastique.

4) Les principales causes ayant engendré les désordres sont liés :

- A la présence de remblai : graves argileuses,
- Aux eaux d'infiltrations derrière le mur et à travers les dis jointoiements,
- Insuffisance des dispositifs de drainage.

Chapitre V
Calcul de stabilité

V. Calcul de stabilité

V.1.Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par les essais d'identification (granulométrie et limite D'Atterberg…), le sol peut être classé dans la catégorie des sols dense détrempé très plastique.

Ce type de sol est très sensible à l'eau, et par conséquent son comportement devient très Plastique. Ainsi nous estimons que la cause du glissement étudié est due particulièrement à la Présence d'eau dans cette zone.

V.2. Analyse du glissement par logiciel:

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, Mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de Modélisation).

On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un Logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé **Talren 4.**

V.3. Application au glissement étudié

- Les paramètres d'entrée sont :
- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m3), C (KN/m3) et φ(°)
- Les coordonnée x,y utilisé pour la modélisation de la coupe géotechnique

(x : Distance, y : Profondeur).

- Le niveau statique de la nappe (m), tel que la valeur moyenne du niveau statique et de

1 m en dessous de la route.

V.3.1.Les paramètres d'entrée sont :

- **Numéro d affaire :** 22/2022
- **Titre du calcul :** étude de glissement sur RN 1 PK71+950
- **Lieu :** Médéa
- **Système d unités :** kN.kPa.kN/ M3
- **γw:10.00**

V.3.2. Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m3), C (KN/m3) et φ(°) tableau n1

TableauV.1 De paramétré Géotechnique de chaque couche

	Nom	Couleur	γ (KN/m3)	φ(°)	Cu (KN/m2)	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai		19.00	25.00	5.00	0.00	0.00	-	-
2	Flysch altérée		20.00	20.00	20.00	0.00	50.00	-	-
3	Substratum		20.00	20.00	50.00	0.00	100.00	-	-
4	Maçonnerie		22.00	45.00	35.00	0.00	80.00	-	-

V.3.3. Les coordonnée x,y utilisé pour la modélisation de la coupe géotechnique (x : Distance, y : Profondeur).

Les Points:

1	x	y
	0.00	14.40
2	x	y
	1.10	14.40
3	x	y
	1.10	10.10
4	x	y
	3.30	10.20

5	x	y
	7.70	10.20
6	x	y
	11.00	10.10
7	x	y
	11.20	10.20
8	x	y
	11.80	10.20

9	x	y
	10.80	2.10
10	x	y
	17.80	1.40
11	x	y
	18.40	0.60
12	x	y
	19.60	0.00

13	x	y
	23.00	0.40
14	x	y
	12.20	10.20
15	x	y
	12.20	4.00
16	x	y
	13.70	3.90

17	x	y
	13.70	1.90
18	x	y
	1.50	14.40

19	x	y
	1.5	10.10
20	x	y
	11.50	7.70

21	x	y
	11.20	4.60
22	x	y
	0.00	8.80

- **Segments**

1	Point1	Point2
	1	2
2	Point1	Point2
	2	3
3	Point1	Point2
	3	19
4	Point1	Point2
	4	5

5	Point1	Point2
	5	6
6	Point1	Point2
	6	7
7	Point1	Point2
	7	8
8	Point1	Point2
	8	20

9	Point1	Point2
	9	17
10	Point1	Point2
	10	11
11	Point1	Point2
	11	12
12	Point1	Point2
	12	13

13	Point1	Point2
	17	1.0
14	Point1	Point2
	8	14
15	Point1	Point2
	14	15
16	Point1	Point2
	15	16

17	Point1	Point2
	16	17
18	Point1	Point2
	19	4

19	Point1	Point2
	2	18
20	Point1	Point2
	18	19

21	Point1	Point2
	20	21
22	Point1	Point2
	21	9

23	Point1	Point2
	19	20
24	Point1	Point2
	22	21

V.4. Vérification de la stabilité:

V.4. 1. État initial :

Avant confortement la vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité avec séisme F=0.32 (Fig.1**)**.

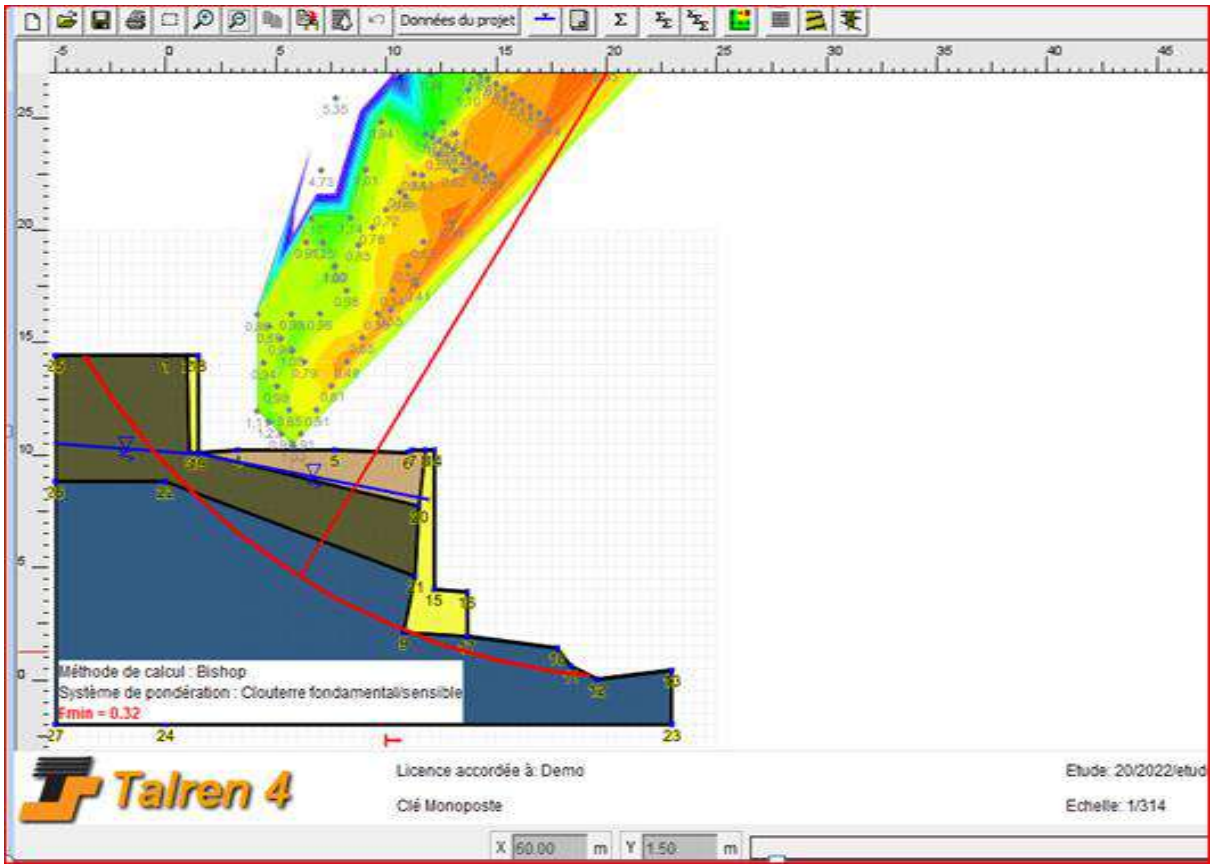


Figure .V.1 Avant confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec séisme

Avant confortement La vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité avec son séisme F=0.44 (Fig 2**)**.

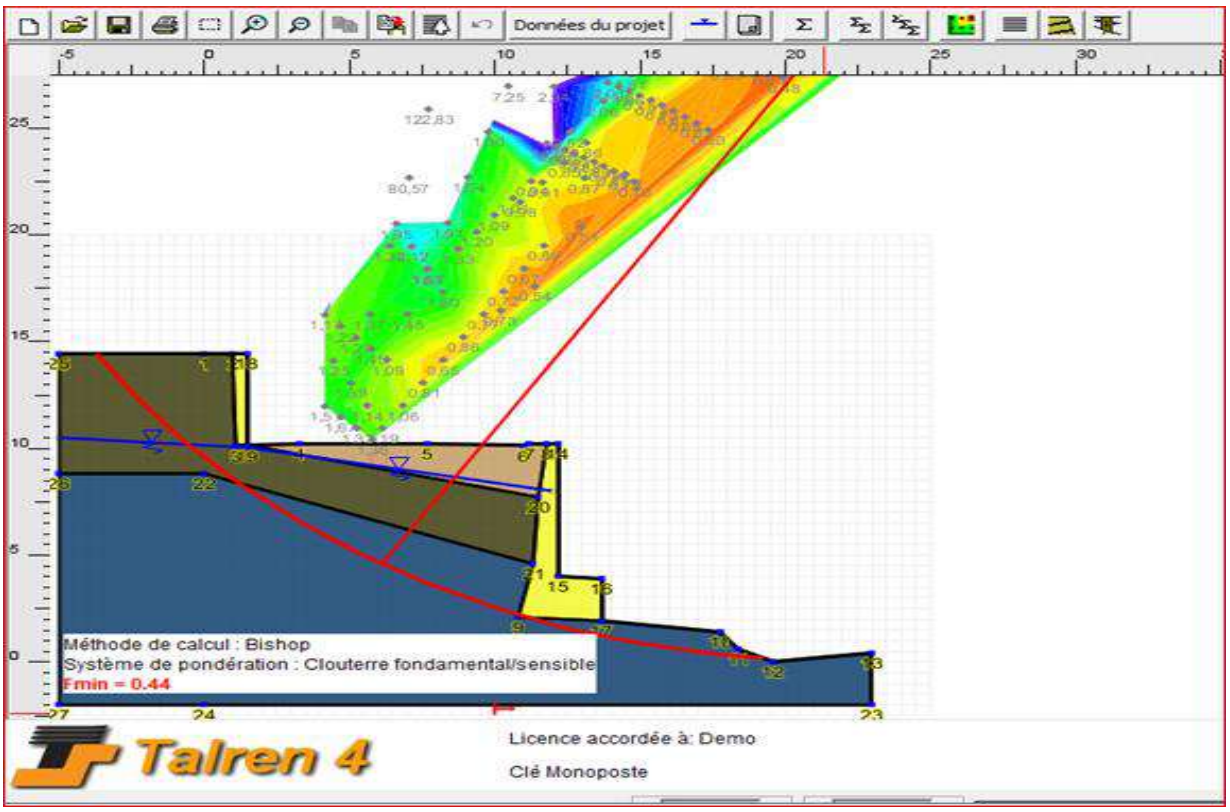


Figure .V.2 Avant confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec son séisme

V.4.2 État confortement

La vérification de stabilité du confortement a donné la valeur du coefficient desécurité avec séisme **F= 1.24** (Fig.3).

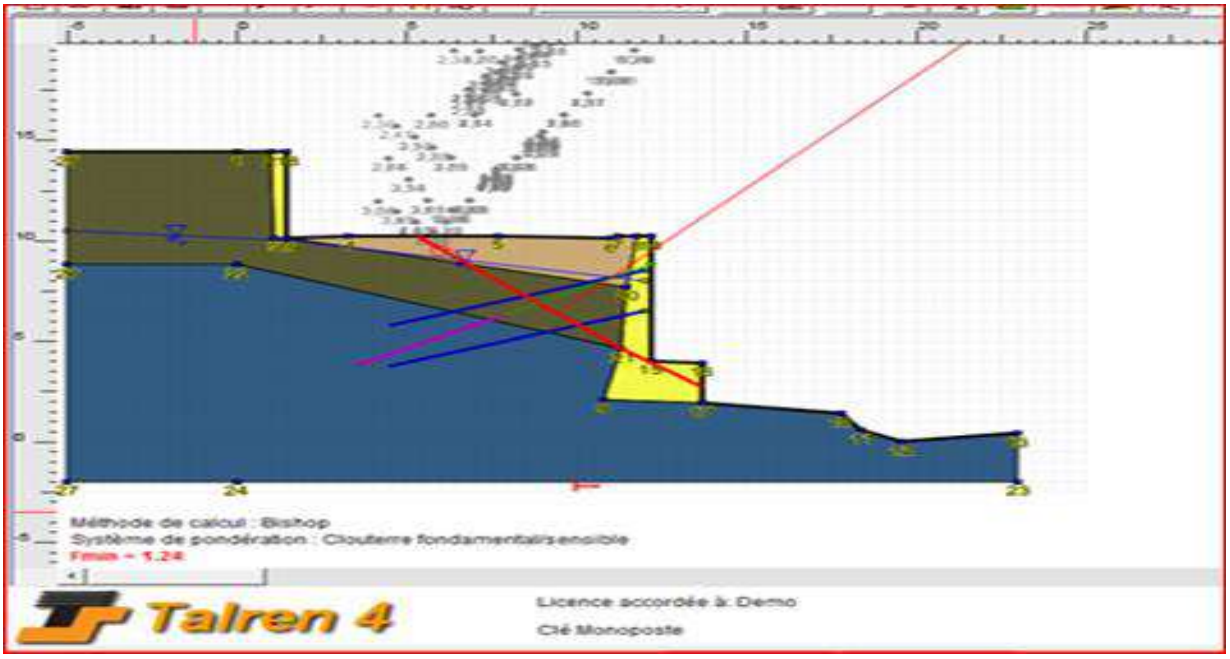


Figure .V.3. Confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec séisme

D'après la modélisation du talus à l'état initial, nous avons constaté que les valeurs du coefficient de sécurité obtenus, Fs sont inferieur aux valeurs admissibles ce qui nous a amené à envisager un renforcement du talus afin d'assurer sa stabilité et augmenter le coefficient de sécurité.

La vérification de stabilité du confortement a donné la valeur du coefficient de Sécurité avec Son séisme F=1.68 (Fig4**)**.

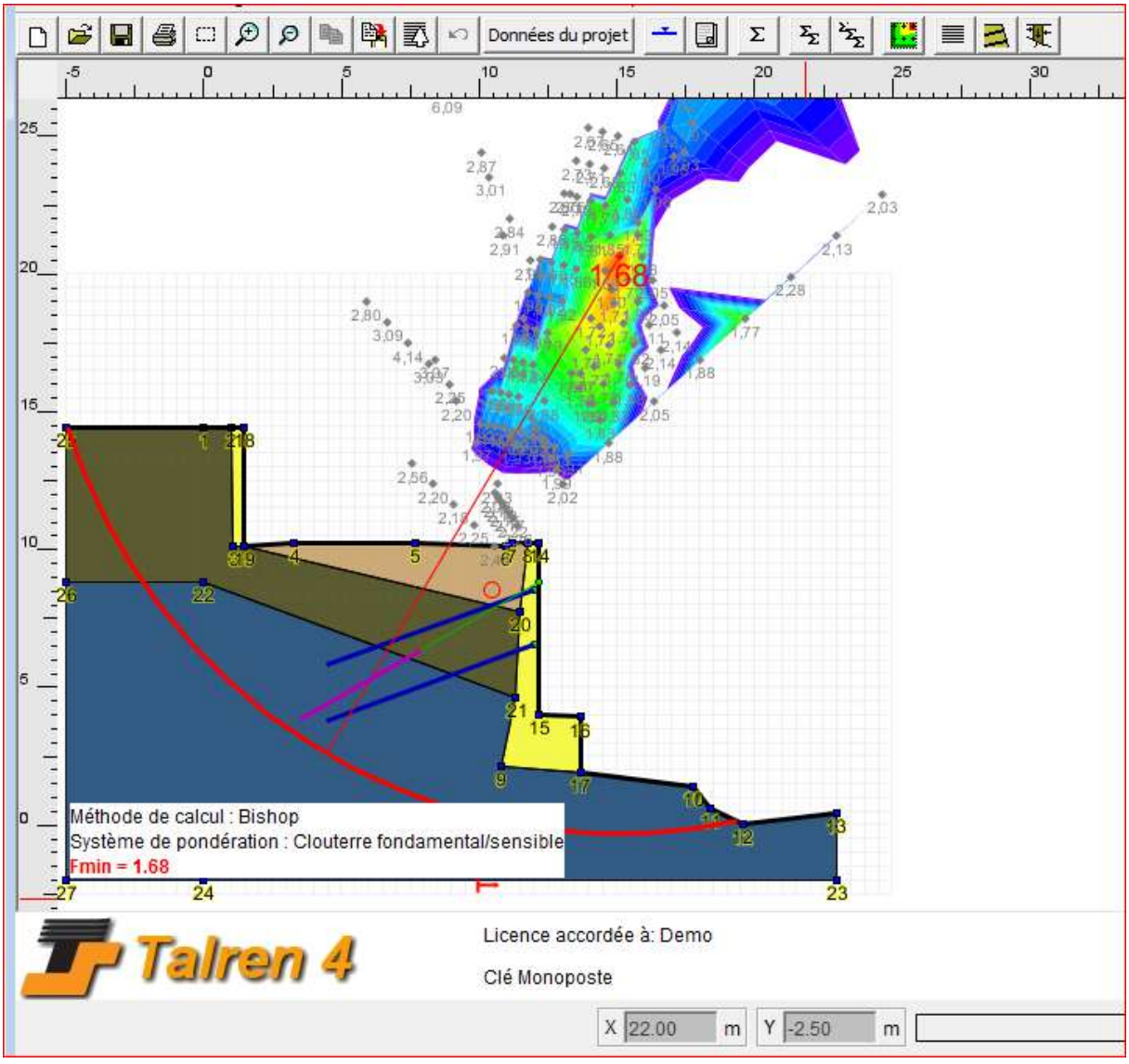


Figure .V.4. Confortement la vérification à la stabilité par la méthode de BISHOP avec son séisme

V.5.Cloutage de la zone de bombement du mur

La technique du cloutage proposée pour conforter la partie bombée du mur en Maçonnerie aval, a été choisie en tenant compte des désordres, des contraintes du site, et des considérations économiques.

La technique consiste en la réalisation:

- De deux files de (26) clous de 8m de longueur, répartis suivant un maillage de 2.00mx2.00m. Les clous ϕ32 seront scellés sur toute la longueur, inclinés à **20°** par rapport à l'horizontale
- Une file de sept (**07**) drains subhorizontaux de 4.00m de longueur, espacés de 4.00m.

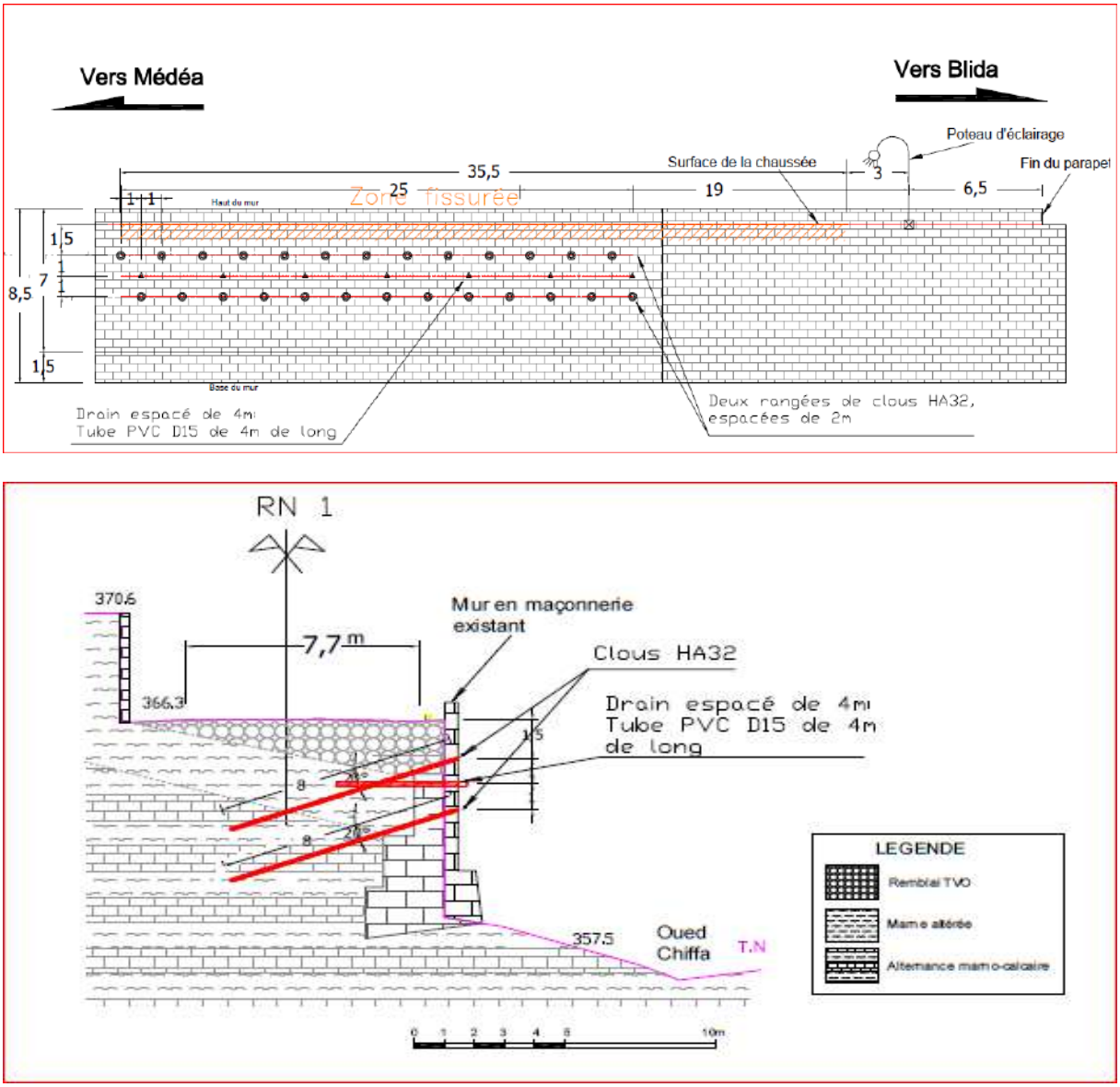


Figure .V.5. La technique du cloutage proposée pour conforter la partie bombée du mur

V.6 .Travaux de régénération du mur en maçonnerie aval

Les travaux de régénération de la maçonnerie comportent:

- Elimination de la végétation et nettoyage : parement, barbacanes, joints,
- Rejointoiement le long de la partie **A** (H= 4.00m, L=20m).

Les travaux seront réalisés sur la partie **A**, ils concernent la demi hauteur supérieur du mur.

V.7. Travaux de réfection de la chaussée dégradée

Les travaux consistent à :

- Faire des scarifications des deux sections de chaussée affaissées (**zone1**, et **zone2**), elles seront réalisées sur des surfaces de 12mx4.00m et 17mx5.00m,
- Imperméabiliser l'accotement: entre le parapet et la glissière pour éviter les infiltrations derrière le mur.

- Scarification de la couche de roulement de la demi-chaussée sur une longueur de 30m, mise en oeuvre de la nouvelle couche de roulement,
- Nettoyage et imperméabilisation (chape en béton) de l'accotement (entre le parapet et la glissière) avec évacuateurs (**04**) en PVC tous les 20m débordant de 30cm le parement du mur,
- Régénération de la maçonnerie du mur de soutènement aval :

- Elimination de la végétation du parement,
- Nettoyage du parement et des joints,
- Rejointoiement des joints.

- Traitement de la semelle déchaussée: comblement avec du béton, y compris la semelle du mur renforcé par tirants.
- Protection en enrochement de toute la semelle contre les risques d'érosion et D'affouillements.

- **Clous** :

	Nom	TR	Espacement horizontal	x	y	Longueur	Inclinaison/horizontale	Largeur base de diffusion
1	Clou1	500.00	1.50	12.00	8.50	8.00	20.00	2.00
2	Clou2	500.00	1.50	12.00	6.50	8.00	20.00	2.00

	Nom	Angle de diffusion	Rsc	Rayon équivalent	Règle de calcul	Cisaillement imposé Rcis
1	Clou1	20.00	-	0.10	Tcal, Cimp	0.00
2	Clou2	20.00	-	0.10	Tcal, Cimp	0.00

	Nom	Moment de plastification	EI	Angle critique	Traction	Cisaillement	qs clous issus de...	Φbarre	σe
1	Clou1	-	-	5.00	exteme	exteme	abaques	0.32	1.00
2	Clou2	-	-	5.00	exteme	exteme	abaques	0.32	1.00

- **Tirants**

	Nom	x	y	Longueur libre	Longueur scellée	Espacement horizontal	Inclinaison/horizontale	qs clous issus de...
1	Tirant1	12.20	8.80	5.00	5.00	3.00	30	abaques

	Nom	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion	Règle de calcul	re	RQS	TR
1	Tirant1	1.00	20.00	Prorata longueur/scellement	-	500.00	300.00

V.8. Avant-métré

N° DES PRIX	*DESIGNATION DES TRAVAUX*	*U*	*QTE*

Section 1 : installation et repliement de chantier

1.1	Amené du matériel et signalisation provisoire de chantier ;	F	01

1.2	Replie du matériel et remis en état des lieux ;	F	01

Section 2 : terrassement

2.1	Fraisage de la couche de roulement ;	m^3	06

- Longueur de la chaussée : 30 m
- Largeur de la demi-chaussée : 4 m
- Epaisseur : 5 cm
- Volume = Longueur x Largeur x Epaisseur = 30x4x0.05 = 6 m_3

Section 3 : chaussée

3.1	Couche d'imprégnation en émulsion (65%) dosé à 1.8kg/m_2 ;	m^2	26

- Longueur de la chaussée : 30 m
- Largeur de la demi chaussée : 4 m
- Surface = Longueur de la chaussée x Largeur d'une demi chaussée = 30x4 = 125 m_2

3.2	Couche de roulement en BB 0/10, épaisseur de 6.0 cm ;	T	20

- Longueur de la chaussée : 30 m
- Largeur de la demi chaussée : 4 m
- Epaisseur : 6 cm
- Densité : 2.4 t/m_3
- Poids = Longueur de la chaussée x Largeur d'une demi chaussée x Epaisseur x Densité =

  30x4x0.06x2.4 = 17.3 · 20 t

Section 4 : accotement

4.1	Chape en béton ;	m^3	5

- Longueur : 100 m
- Largeur : 1 m
- Epaisseur : 5 cm
- Surface = Longueur x Largeur x Epaisseur = 100x1x0.05 = 5 m_3

4.2	Béton dosé à 250kg/m_3, pour rectification de la pente ;	m^3	15

- Longueur : 100 m
- Largeur : 1 m
- Epaisseur : 15cm
- Volume = Longueur x Largeur x Epaisseur = 100x1x0.15 = 15 m_3

4.3	Quatre (04) Tube en PVC ;	ml	3

- Longueur d'un tube : 70 cm
- Nombre de tube : 4
- Longueur totale = Longueur x Nombre = 0.7x4 = 2.8 ˙ 3 m

Section 5 : mur de soutènement en maçonnerie

5.1	Nettoyage du parement ;	m^2	425

- Longueur du mur : 50 m
- Hauteur du mur : 8.5 m
- Surface = Longueur x Hauteur = 50x8.5 = 425 m_2

5.2	Reconstruction des joints dégradés ;	m^2	425

- Longueur du mur : 50 m
- Hauteur du mur : 8.5 m
- Surface = Longueur x Hauteur = 50x8.5 = 425 m_2

5.3	Fourniture et mise en œuvre de clous, y compris forage, coulis de ciment et tout sujétion de bonne exécution ;	ml	210

- Longueur d'un clous : 8 m
- Nombre : 2x13 = 26
- Longueur totale = Longueur d'un clous x Nombre = 26x8 = 208 ml

5.4	Fourniture et mise en oeuvre de drains horizontal, y compris le forage et tout sujétion de bonne exécution ;	ml	30

- Longueur d'un drain = 4 m
- Nombre = 7
- Longueur totale = Longueur d'un drain x Nombre = 7x4 = 28 ml

5.5	Béton dosé à 250kg/m3, pour gros béton ;	m^3	20

- Longueurs des deux zones = 20 m
- Largeur = 0.5 m
- Hauteur = 1 m
- Volume = Longueurs deux zones x Largeur x hauteur = 20x0.5x2 = 20 m3

Etude de glissement sur la RN1 au PK71+950.« Travaux de confortement par deux rangées de clous de 8m de long (25m) »

DEVIS QUANTITATIF & ESTIMATIF

NO	Désignations	Unité	Qte	P.unitaires (HT)	Montant (HT)
1	**INSTALLATION ET REPLIEMENT DE CHANTIER**				
1.1	Amené du matériel et signalisation provisoire de chantier ;	F	01		
1.2	Replie du matériel et remis en état des lieux ;	F	01		
2	**TERRASSEMENT**				
2.1	Fraisage de la couche de roulement ;	m^3	06		
3	**CHAUSSEE**				
3.1	Couche d'imprégnation en émulsion (65%) dosé à 1.8kg/m2	m^2	125		
3.2	Couche de roulement en BB 0/10, épaisseur de 6.0 cm ;	t	20		
4	**ACCOTEMENT**				
4.1	Chape en béton ;	m^3	5		
4.2	Béton dosé à 250kg/m3, pour rectification de la pente ;	m^3	15		
4.3	Quatre (04) Tube en PVC ;	ml	3		
5	**MUR EN MAÇONNERIE**				
5.1	Nettoyage du parement ;	m^2	425		
5.2	Reconstruction des joints dégradés ;	m^2	425		
5.3	Fourniture et mise en oeuvre de clous, y compris forage, coulis de ciment et tout sujétion de bonne exécution ;	ml	210		
5.4	Fourniture et mise en œuvre de drains horizontal, y compris le forage et tout sujétion de bonne exécution ;	ml	30		
5.5	Béton dosé à 250kg/m3, pour gros béton ;	m^3	20		
			Total (HT)		
			TVA 19%		
			Total (TTC)		

VI.9. conclusion

Les observations ont mis en évidence des évolutions des désordres affectant la chaussée, et le mur de soutènement en maçonnerie aval.

La section de chaussée affaissée (zone1) est située dans la zone d'influence de la partie bombée du mur en maçonnerie aval.

La synthèse des désordres montre que la partie bombée du mur est dans un état jugé mauvais.

Les causes probables ayant engendré ces désordres sont :

- La nature géologique des terrains : remblai, flysch altérés,
- Les eaux d'infiltrations derrière le mur et à travers les dis jointoiements,
- Nappe dans le manteau d'altération,
- Manque d'entretien.

La variante 1 «tirants d'ancrages » initialement prévue pour conforter la partie bombée du mur, a été jugée trop couteuse. Cette solution a été remplacée par la variante 1***** (technique du cloutage).

Conclusion générale

Les mouvements des terres sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continuelle du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Les phénomènes naturels souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différents types des mouvements de terrain et leurs méthodes de confortement; La méthode de calcul actuellement disponibles (méthode de tranche) bishop et logiciel de calcul (talren4) permet de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir desquels, on peut entamer un calcul de coefficient de sécurité.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité au glissement des terrains en pente sous seulement son poids propre (effet statique).

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des pentes par masque drainant et tranche drainant peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème du glissement de terrain. Ces techniques sont applicables principalement sur les terrains reposant sur des sols argileux

Cette étude est un premier pas pour la résolution du problème du glissement de terrain, mais, d'autres validations de résultats sont primordiales pour ce type d'étude vu l'importance du problème à traiter.

Liste des références :

[1] document de Gominet ; 2005

[2] document de risques naturels majeurs, MRN 2005 les mouvements de terrain

[3] ben azzouz Mohamed Tahar, thèse doctorat, Atelier International de formation sur les Risques Majeurs et les Catastrophes Naturelles Stratégies de Prévention et de Protection, Constantine.

[4] Etude d'un Glissement de Terrain au lieu de Ouzera (Médéa) BARKI . B; ROUIS .M. Encadré par :Mr. RAHMANI

[5] Etude de la stabilité du glissement de terrain RN01 PK33 Hentabli chouaib. Benchikh le houcine ameur. anne2017. Encadré par Dr. Messad Ali

[6] étude d'un glissement de terrain RN 18 Médéa
présente par : Bouchakor et Bencherif Promo 1989.

[7] Traitement d'un glissement du terrain au niveau de Site de Bouloukroud, wilaya de Skikda. Etudiante :Melle. AIDOUDI Rayene . Endrament :Dr. FEIA Sadok

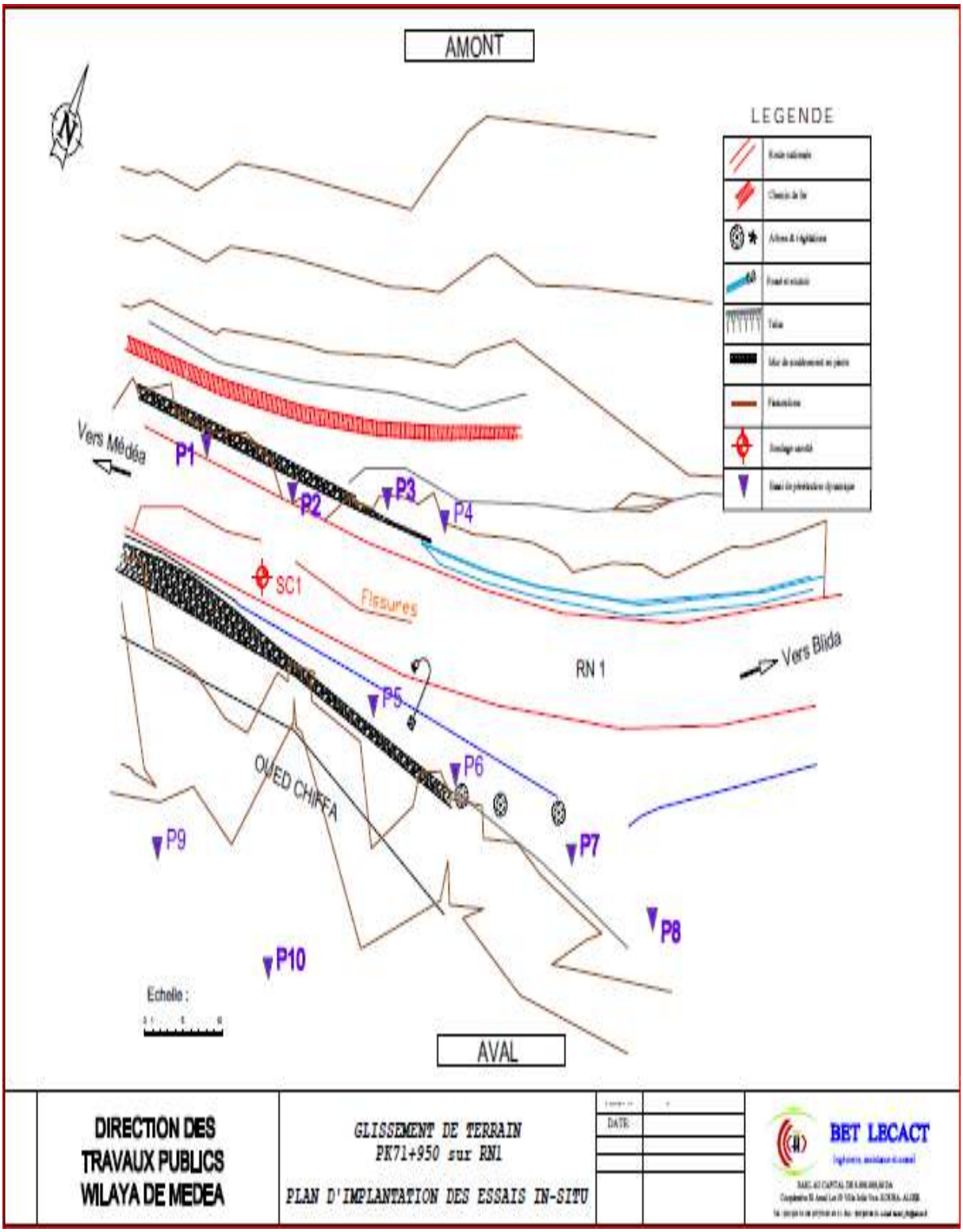
[8]**:** Mémoire de master, Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara , Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana. BALI ET BOUKERAS ,2018

[9] Stabilisation des glissements de terrain (guide technique)
BET LECACT .

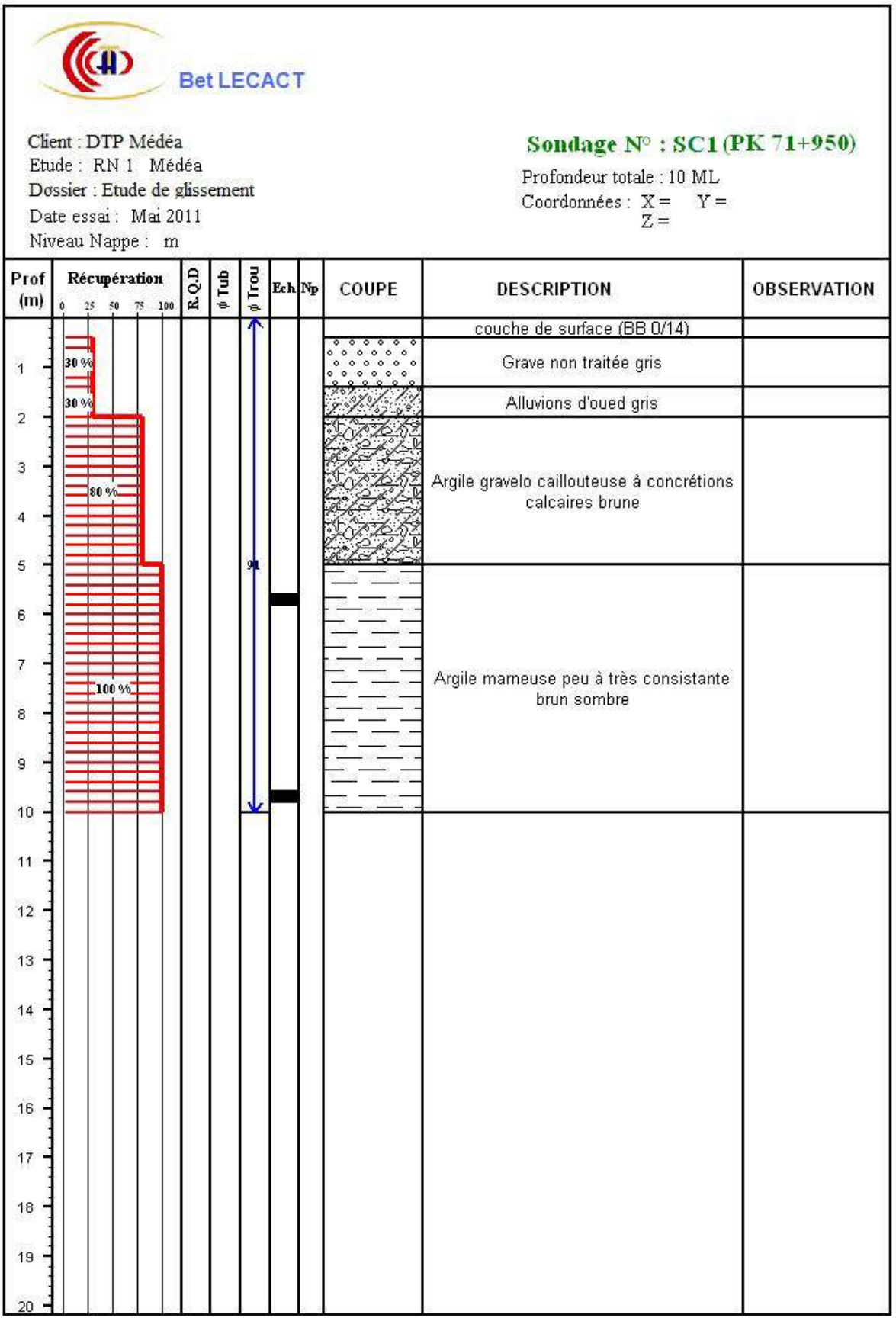
[10] Stabilisation des glissements de terrain (guide technique)
LPC (Février 1998).

ANNEXES

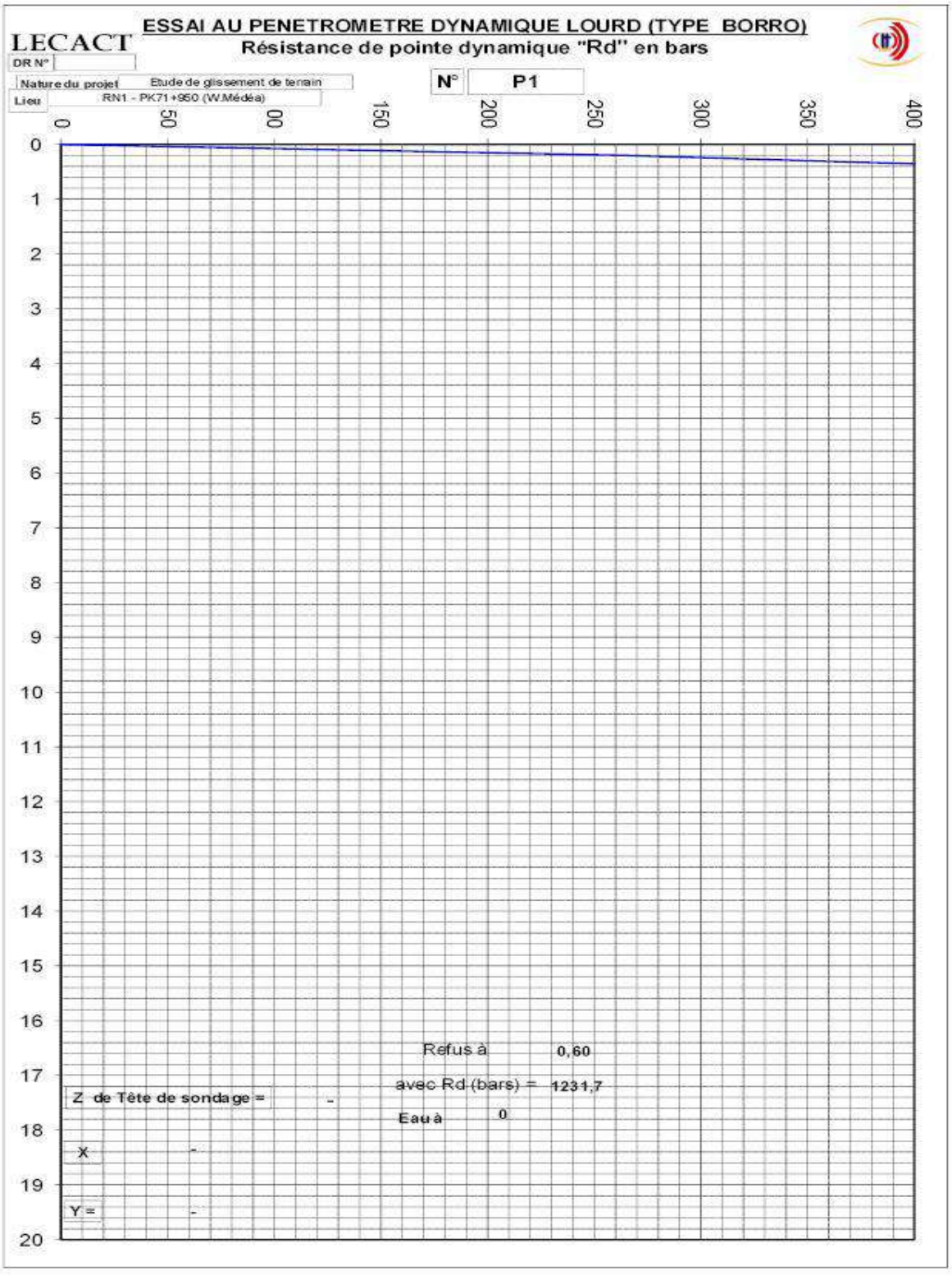
Plan d'implantation



A-2.1 Coupe du sondage :



A-2.2 Pénétromètre dynamique :



LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

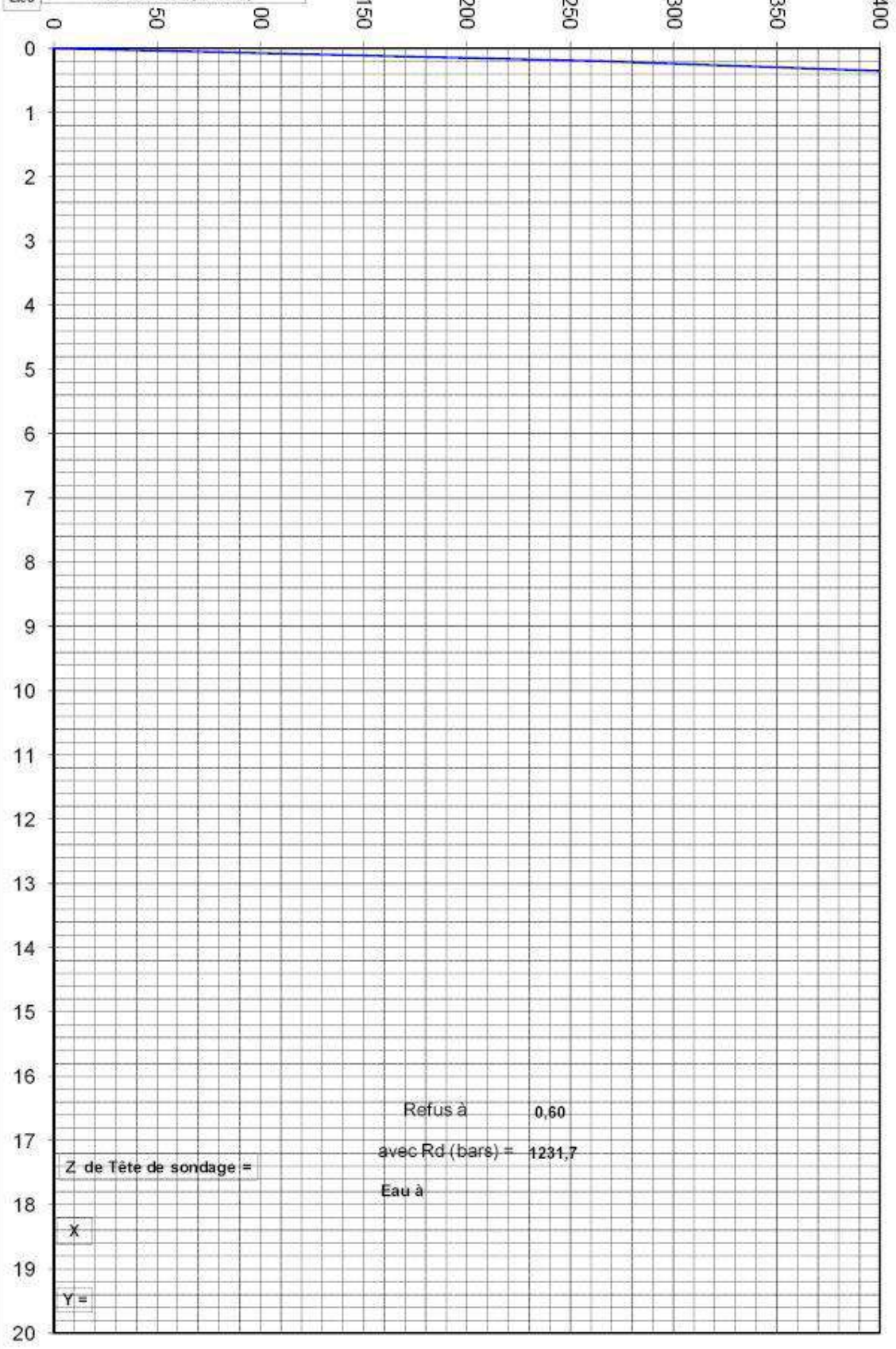
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P2



LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

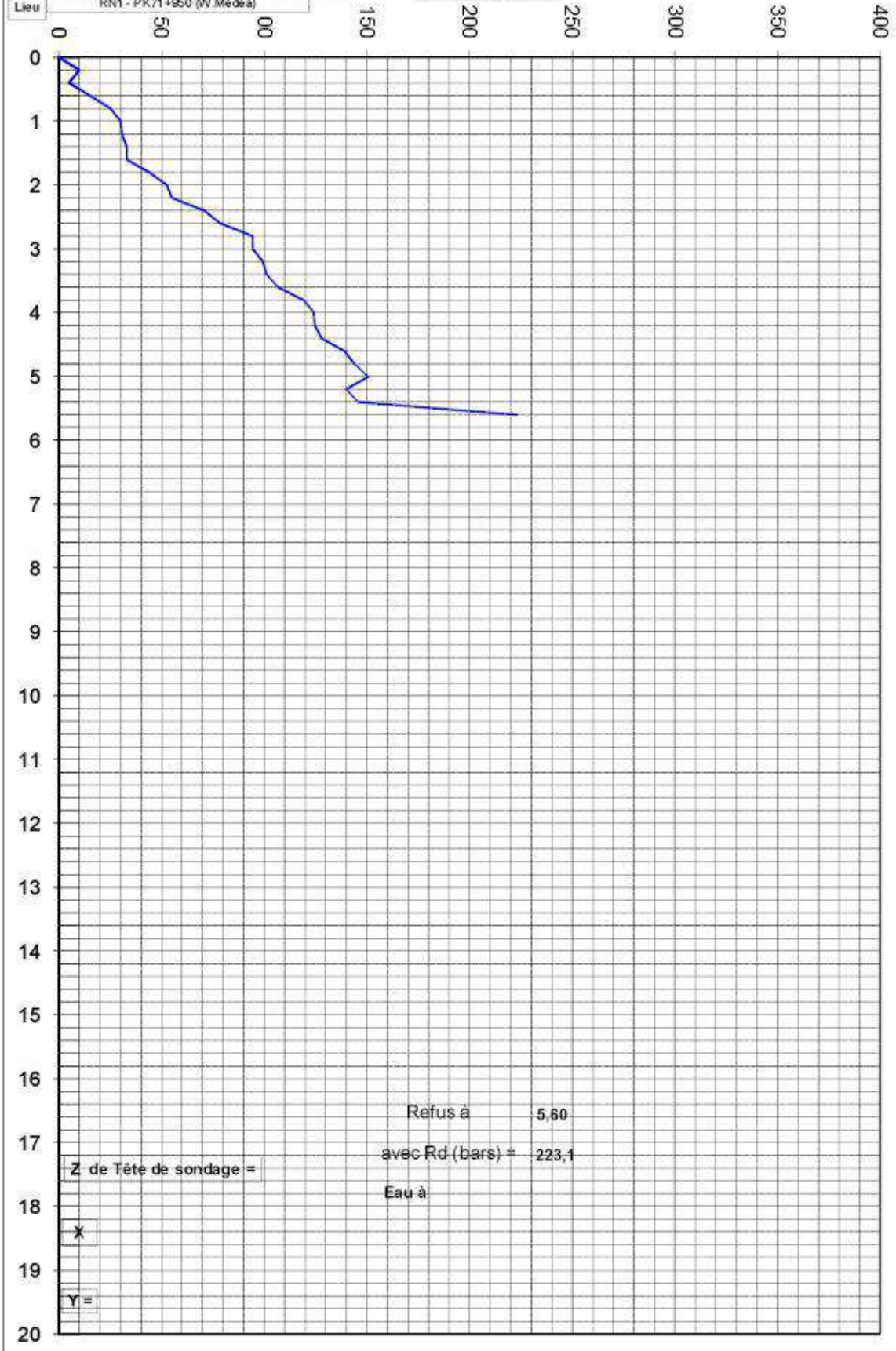
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P3



LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

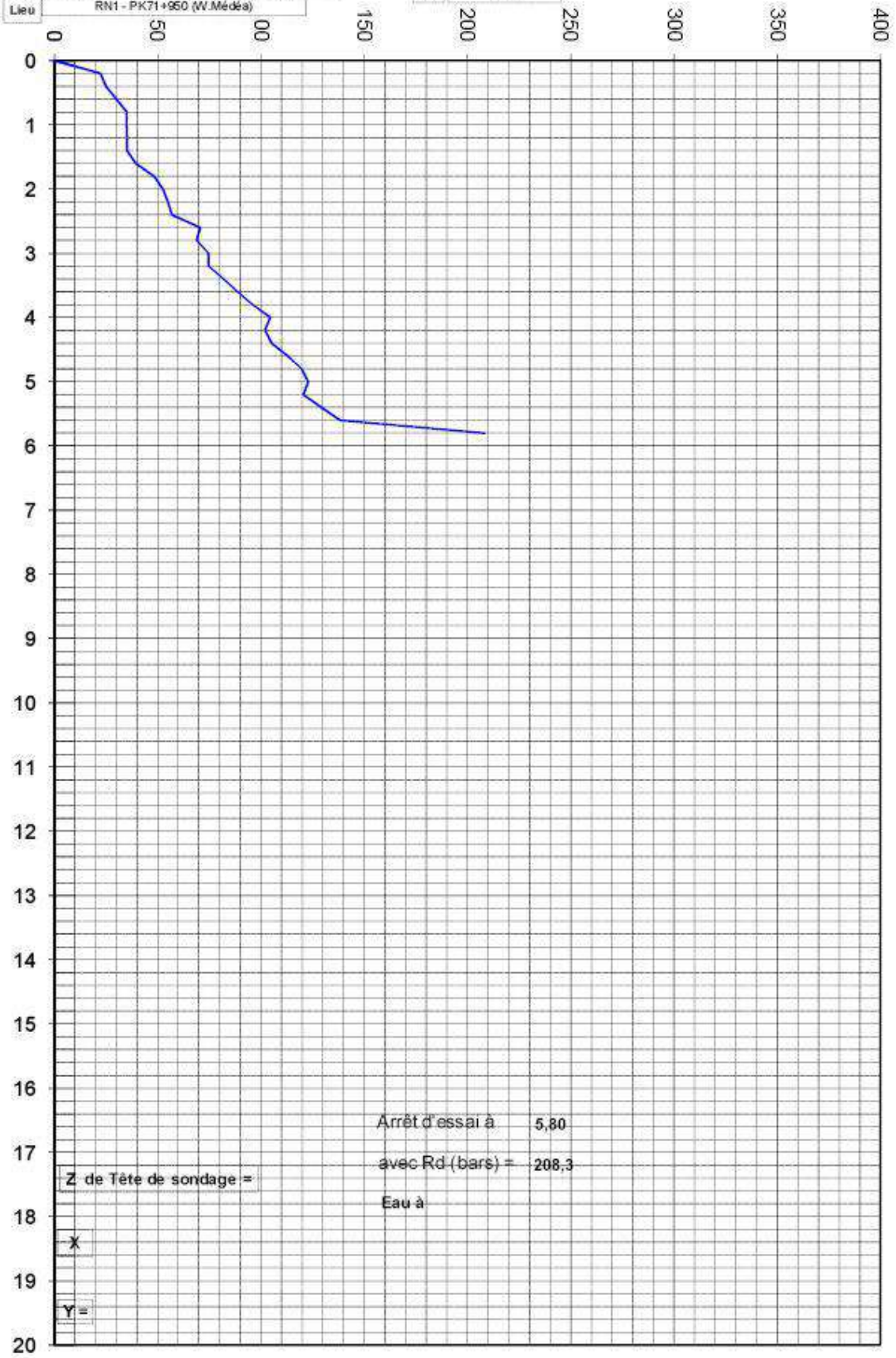
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P4



Arrêt d'essai à 5,80

avec Rd (bars) = 208,3

Eau à

Z de Tête de sondage =

X

Y =

LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

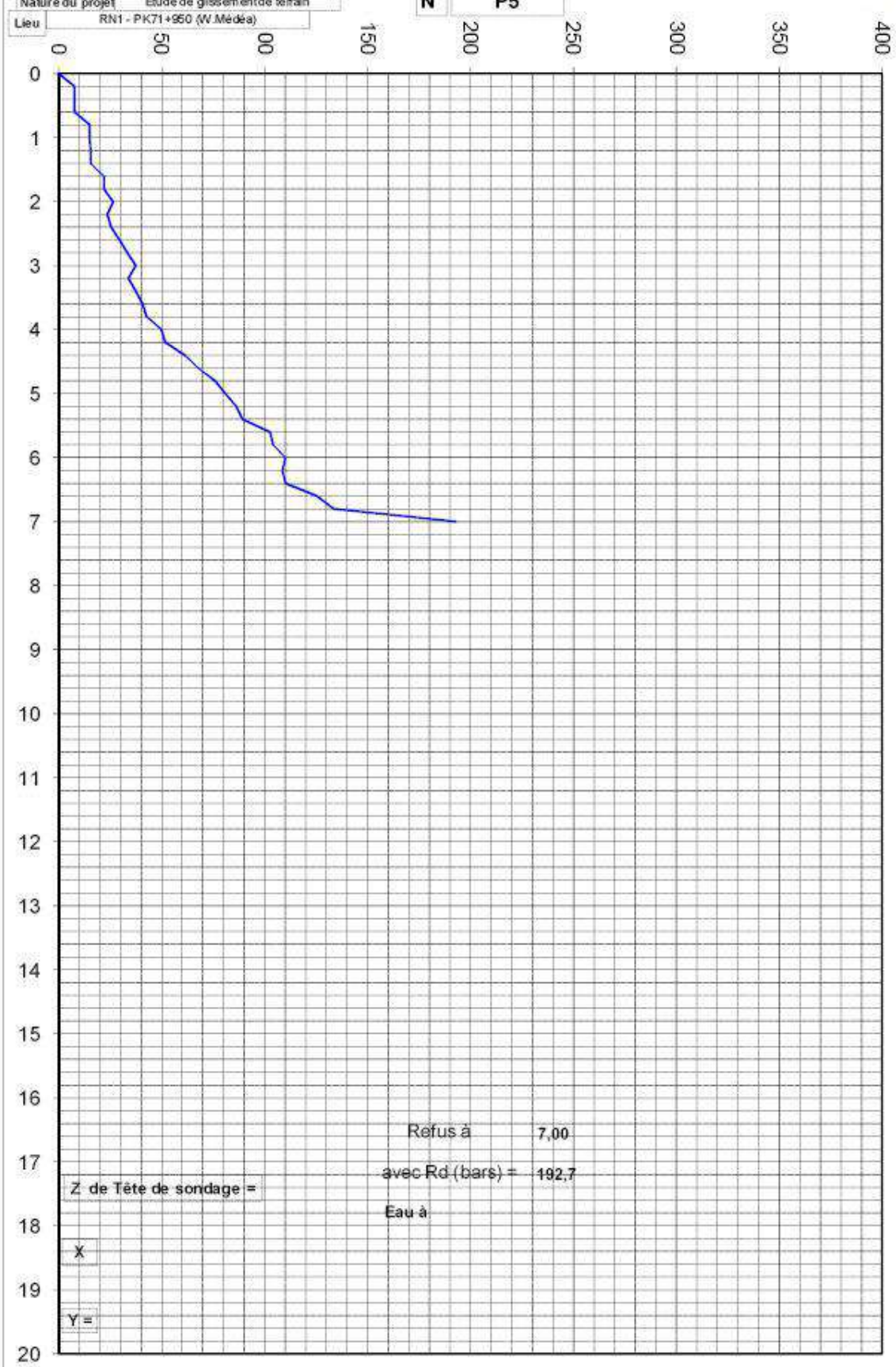
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P5



Refus à 7,00

avec Rd (bars) = 192,7

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

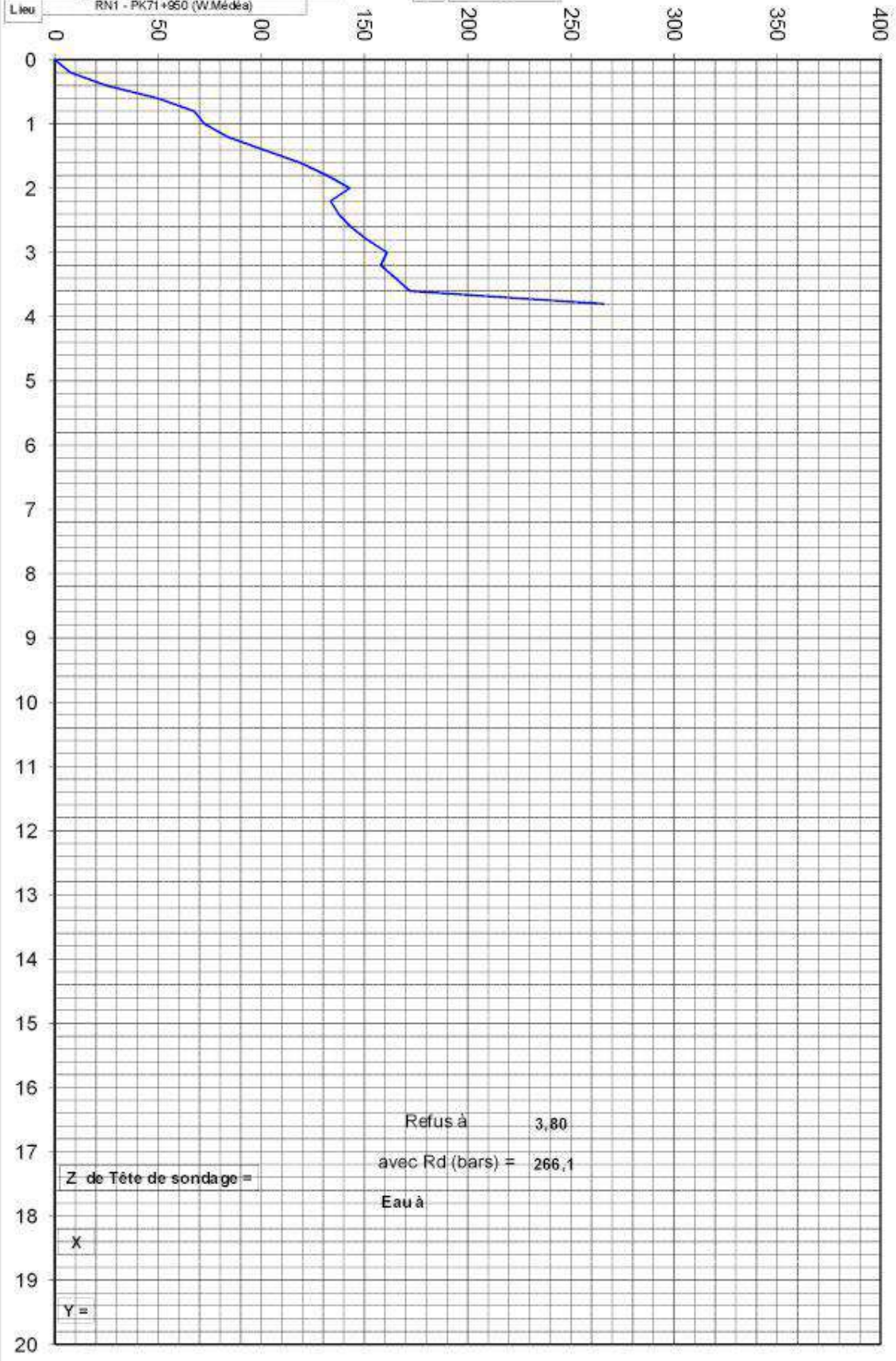
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° : P6



Refus à 3,80

avec Rd (bars) = 266,1

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

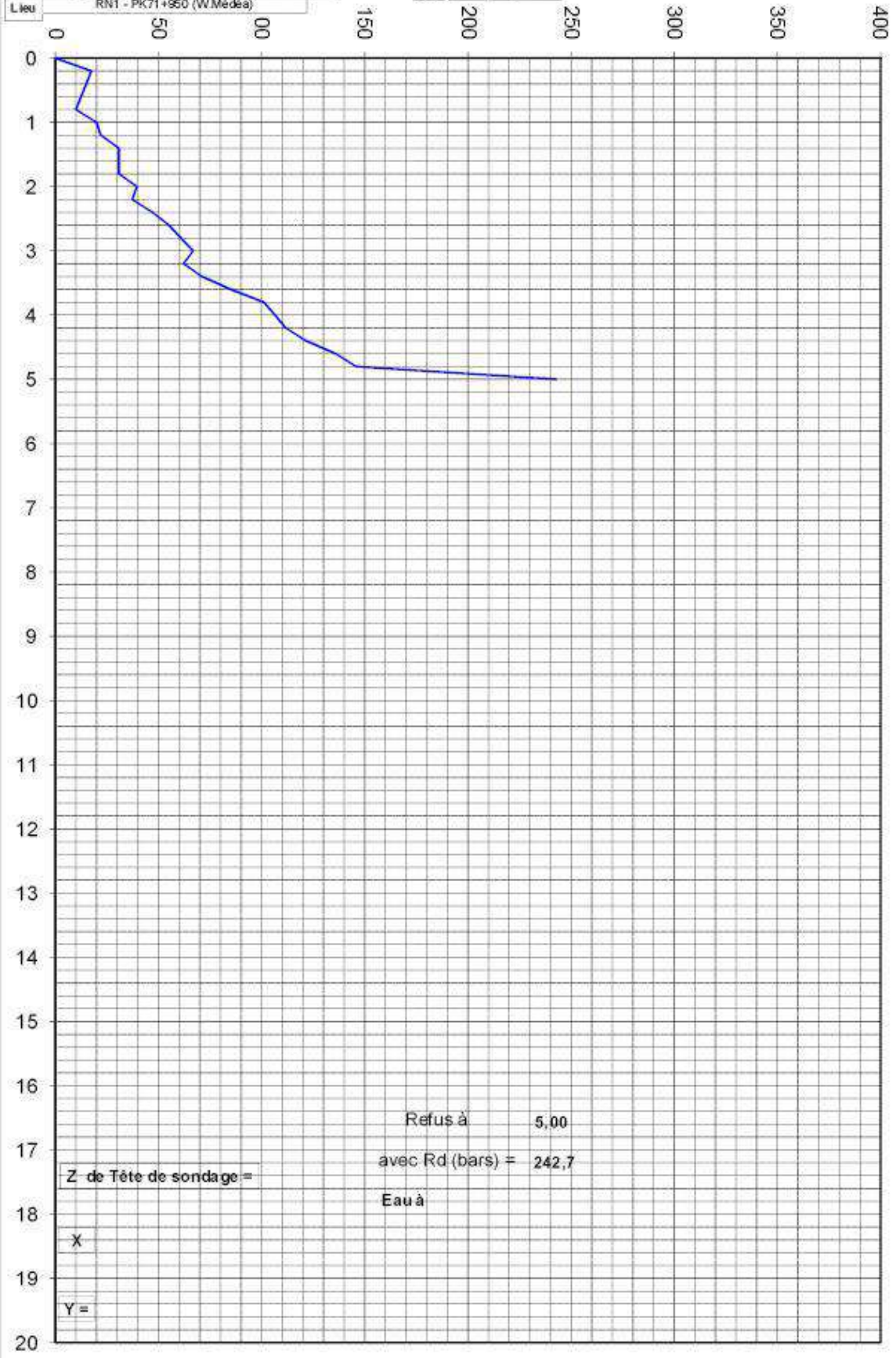
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P7



Refus à 5,00

avec Rd (bars) = 242,7

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

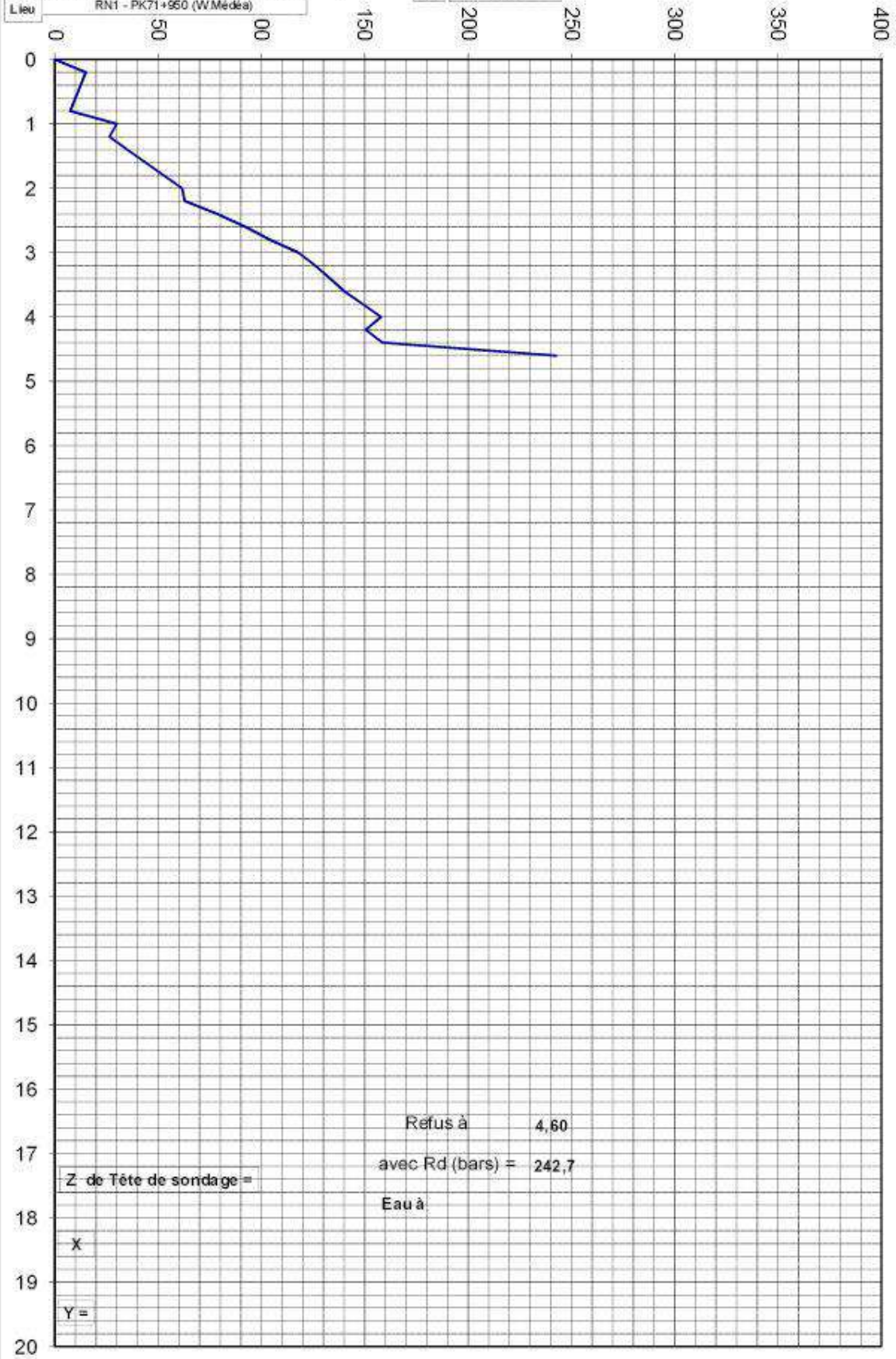
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P8



Refus à 4,60

avec Rd (bars) = 242,7

Z de Tête de sondage =

Eau à

X

Y =

LECACT

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

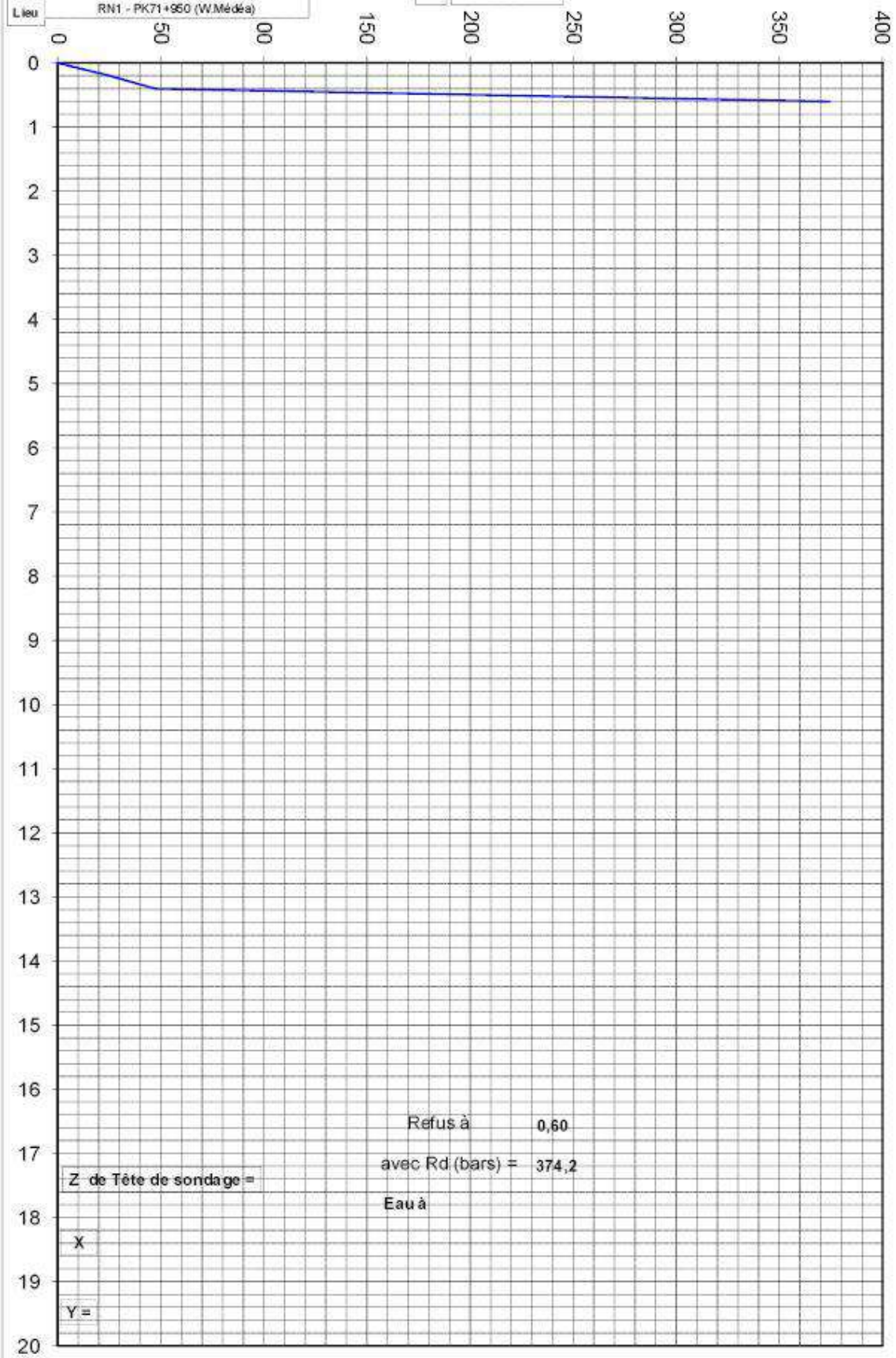
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

N° P9



ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

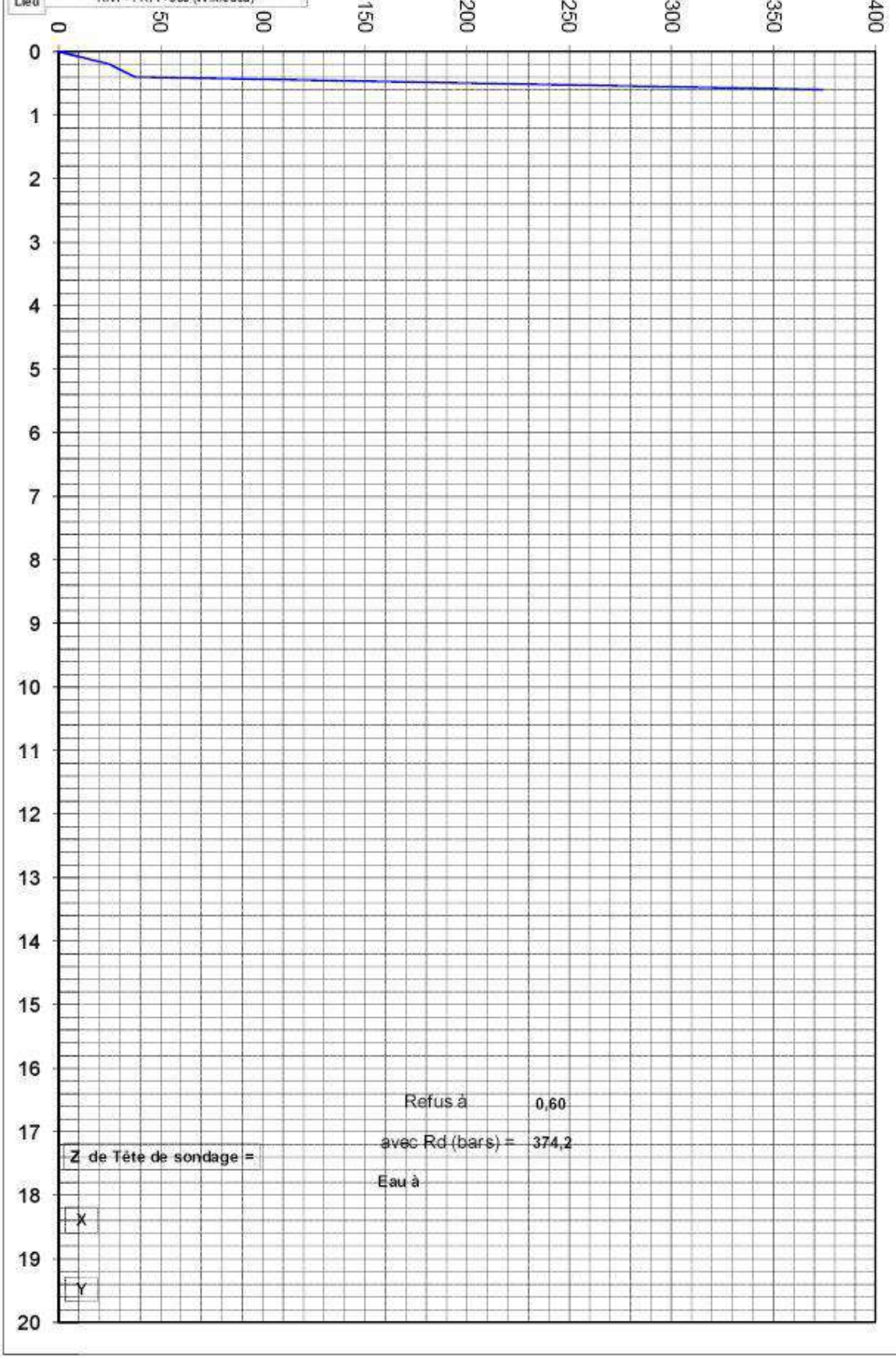
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet: Etude de glissement de terrain

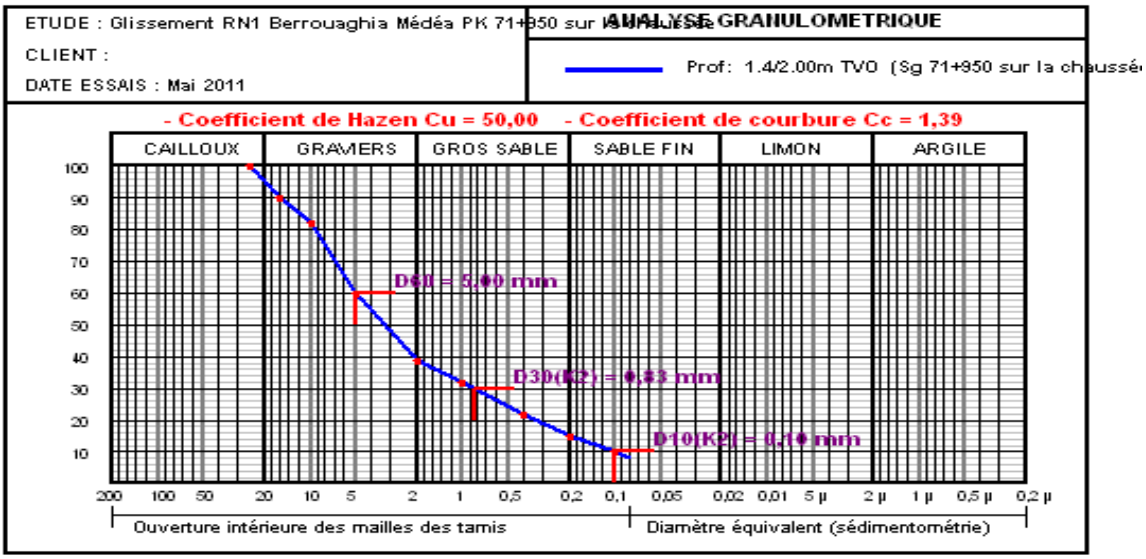
Lieu: RN1 - PK71+950 (W.Médéa)

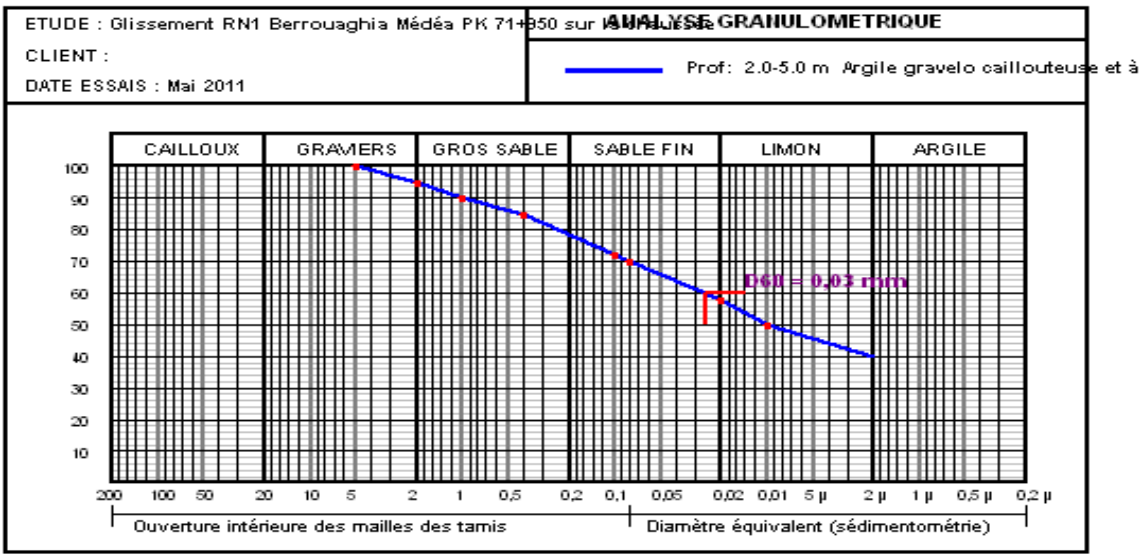
N° P10

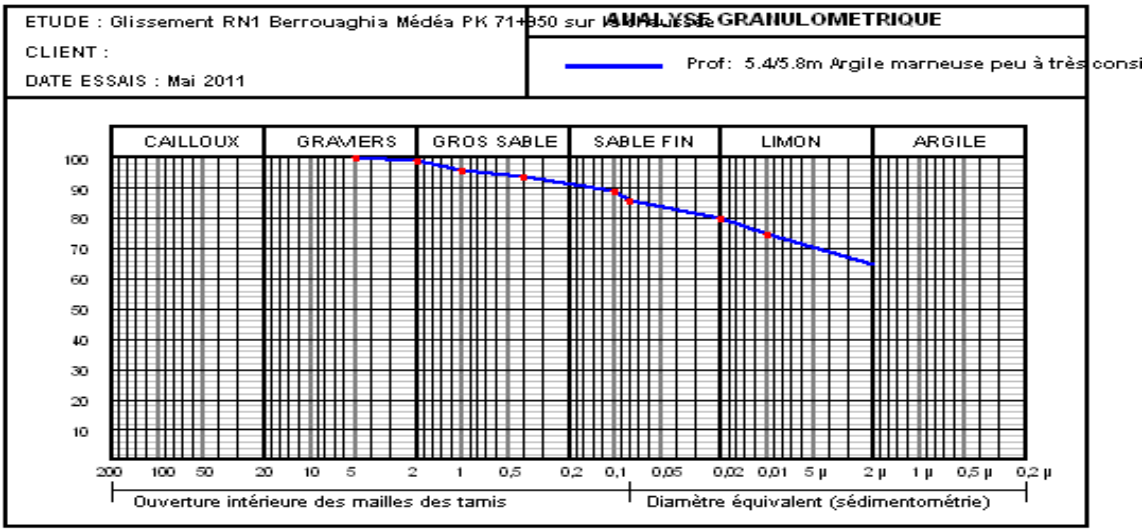


A-3. Résultats des essais Labo

A-3.1 Courbes granulométriques







A-3.2 Courbes de cisaillement

GEOTECHNIQUE ET ETUDES D'OUVRAGE DE CONSTRUCTION ET TOPOGRAPHIE

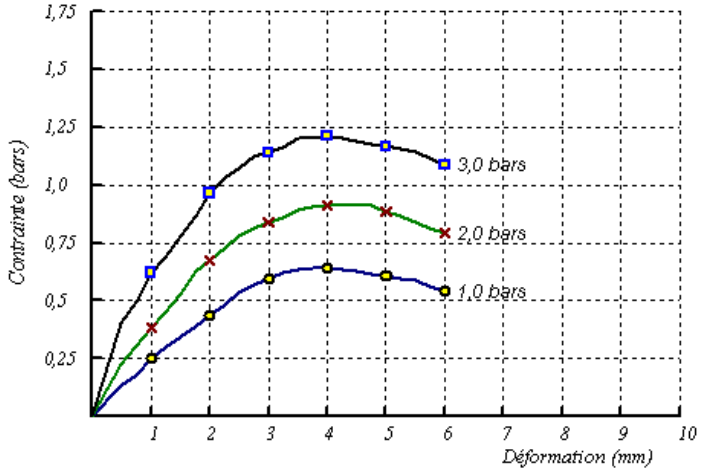
GEOREAL

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

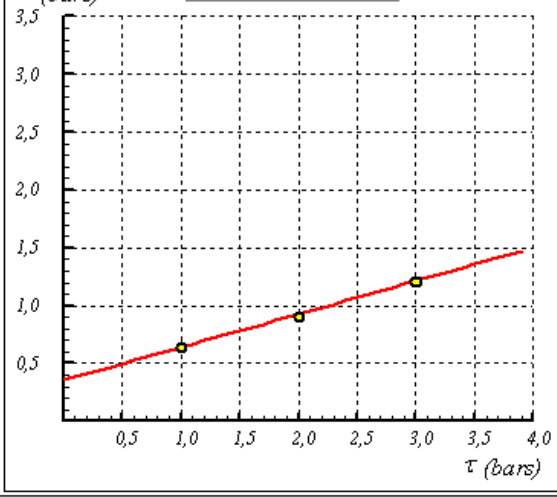
Selon NF P94-071-1

Etude : Suitede l'étude glissement RN1	Date essai : Mai 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : Sg PK 71+950 sur la chaussée	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 2.0-5.0 m	Opérateur :
Nature sol : Argile gravelo caillouteuse et à concrétions calcaires brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,35 bars
Frottement = 16,02 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,64
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,91
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,20

Programme «Sol tests». Email : georeal_dz@yahoo.fr

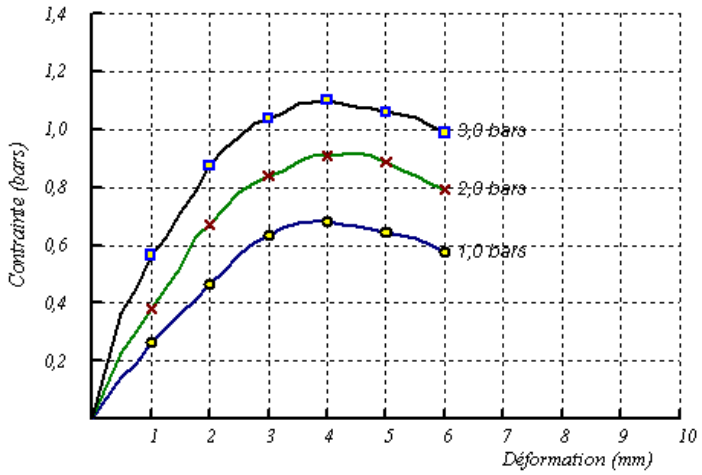
GEOREAL

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

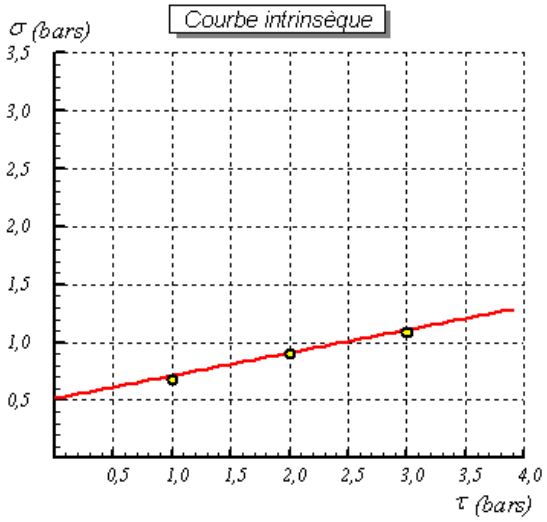
Selon NF P94-071-1

Etude : Suitede l'étude glissement RN1	Date essai : Mai 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : Sg PK 71+950 sur la chaussée	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 5.4/5.8 m	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse peu à très consistante brun sombre	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,52 bars
Frottement = 11,16 degrès

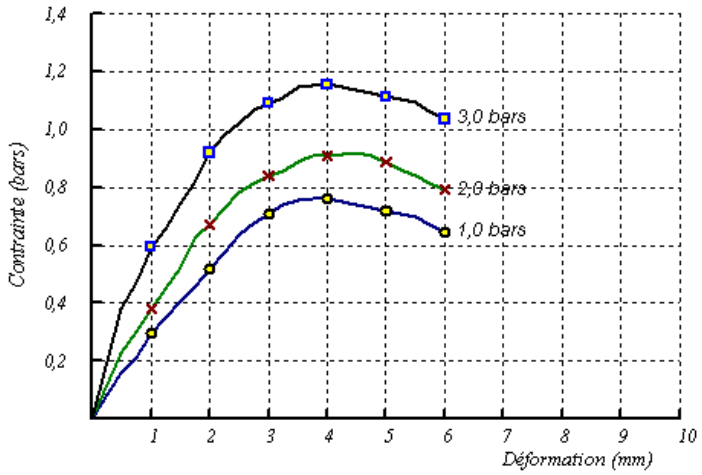
σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,68
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,91
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,09

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

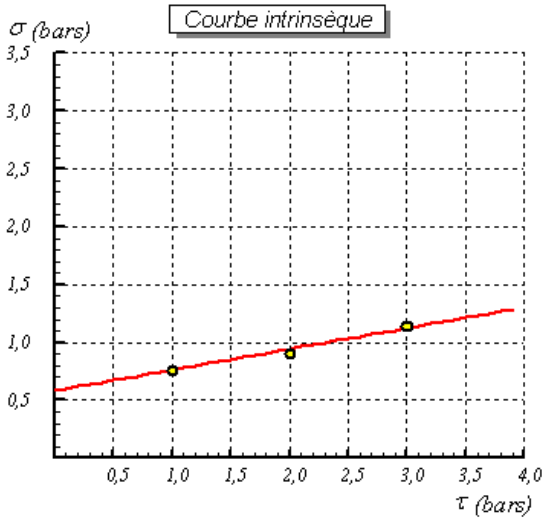
Selon NF P94-071-1

Etude : Suitede l'étude glissement RN1	Date essai : Mai 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : Sg PK 71+950 sur la chaussée	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 9.0/10. m	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse peu à très consistante brun sombre	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



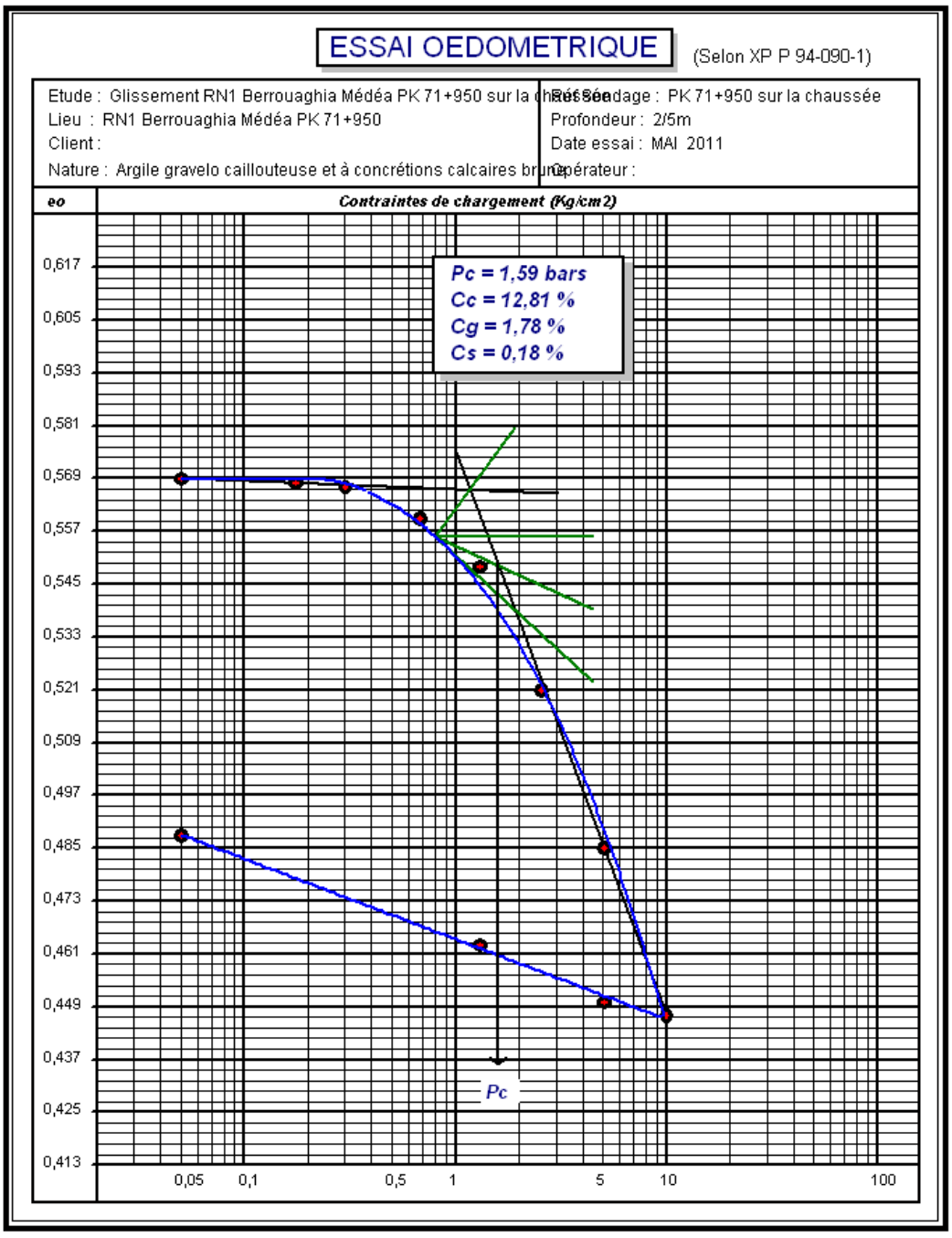
Cohésion = 0,58 bars
Frottement = 10,25 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,76
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,91
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,15

A-3.3 Courbes de compressibilité

GEOTECHNIQUE ET ETUDES D'OUVRAGE DE CONSTRUCTION ET TOPOGRAPHIE

GEOREAL

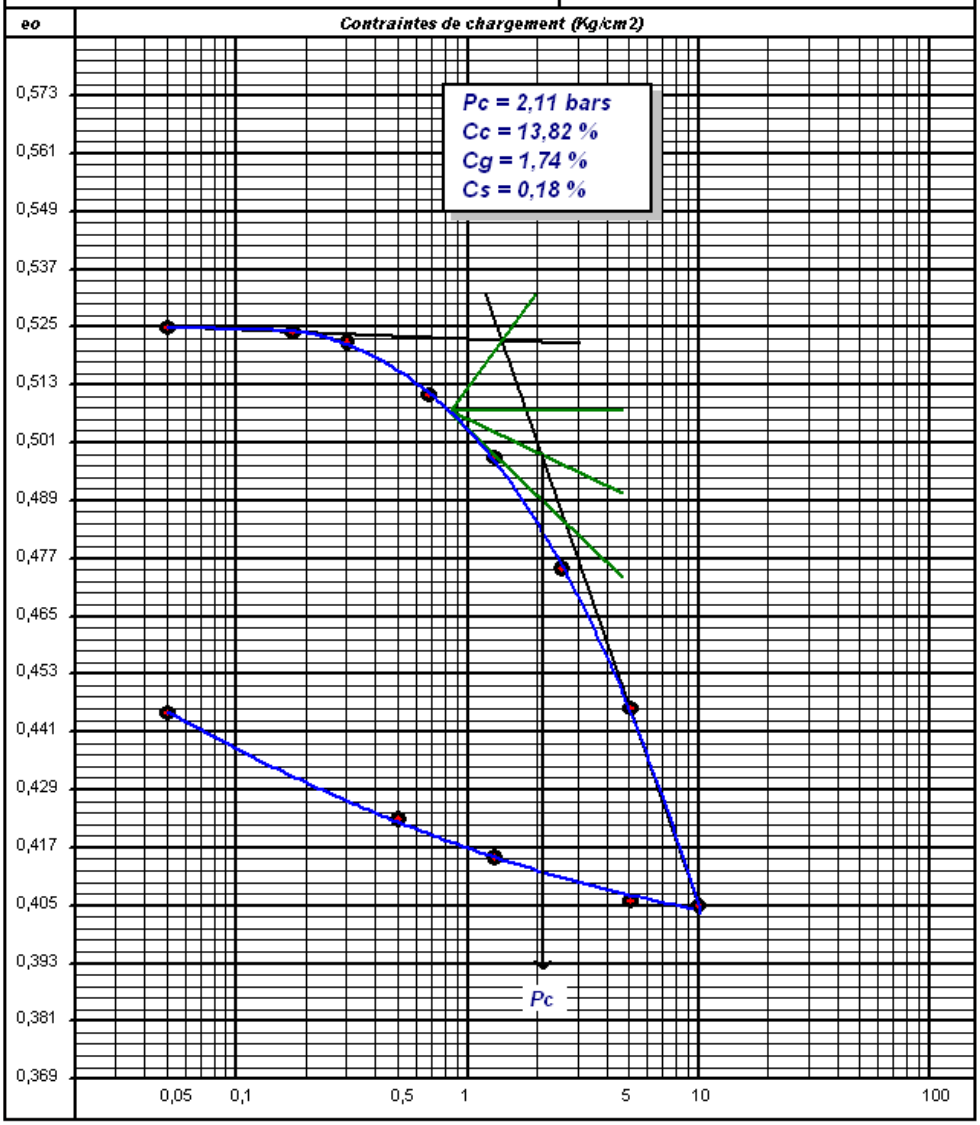


Programme «Soltest». Email : georeal_cbt@yahoo.fr

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

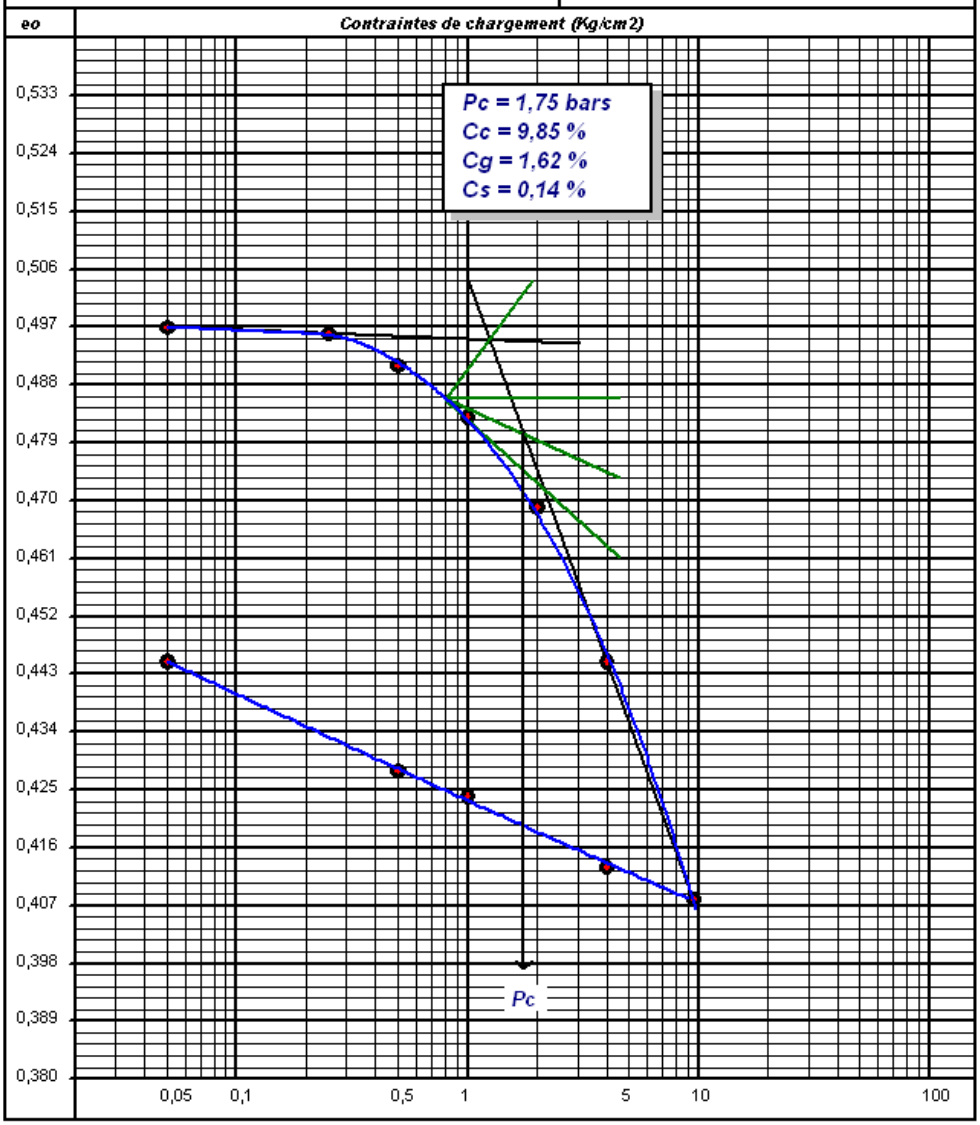
Etude : Glissement RN1 Berrouaghia Médéa	Réf Sondage : PK 71+950 sur la chaussée
Lieu : PK 71+950 sur la chaussée	Profondeur : 9,6/10
Client :	Date essai : mai 2011
Nature : Argile marneuse peu à très consistante brun sombre	Opérateur :

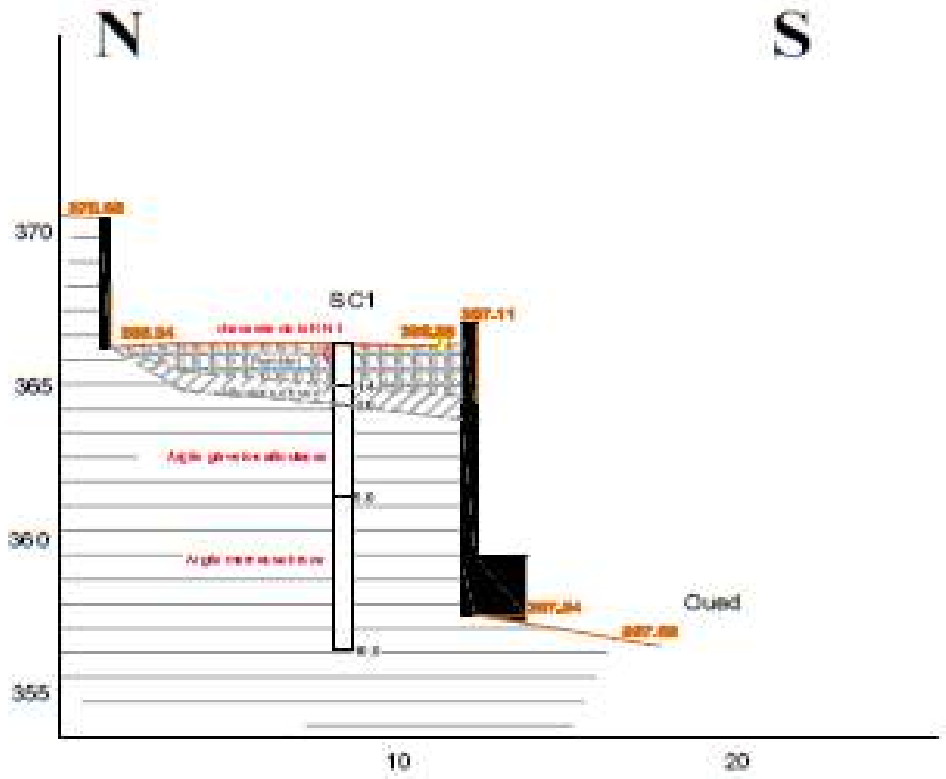


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Glissement RN1 Berrouaghia Médéa	Réf Sondage : PK 71+950 sur la chaussée
Lieu : PK 71+950 sur la chaussée	Profondeur : 5,4/5,8m
Client :	Date essai : mai 2011
Nature : Argile marneuse peu à très consistante brun sombre	Opérateur :





DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS **WILAYA DE MEDEA**	*Profil géotechnique* *GLISSEMENT DE TERRAIN* *PK74+900 sur RN1*	DATE: Echelle: 1/200	**BET LECACT** SARL AU CAPITAL DZD 000 000,00 DA Coopérative El Amal Lot 19 Villa Jolie Vue SOUIDA, ALGER Tél : (021 217439 / 220 56 46 31, Fax : 021 220431, email : lecact_0@yahoo.fr