REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE SCIANCE



Mémoire

Présenté pour obtenir le diplôme de Master Académique

En Génie civil

Spécialité :

Géotechnique

Thème :

Etude de glissement de RN 01 – PK72+000

Présenté Par :

- Bensaid sidahmed lhmidi.

- Belmebarki Anes.

encadrer par :

- Dr. Laazazi manaa

Année universitaire : 2021-2022

Remerciements

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

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

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur ***Dr . LAZAZI MENAA*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

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

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

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

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mesMoments les plus difficiles.

A ma grand-mère, mon père et ma

mèrePour leur amour Et leur

support continu

Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés et de Vos prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santéet longue vie afin que je puisse à mon tour vous combler.

A mes frères ABDELHAK ET ABDELRAHMAN . Mes chères sœurs

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que je ressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon cœur. Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de

bonheur et de succès.

A mon très chère amis SIDAHMED et mes collègues proches AMAR,YAZID,HAMOUDA et WALID .

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons moments passés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.

En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.

J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines

A tous ma famille, petits et grands merci pour vos encouragements.

A tous ceux qui me sont chers.

ANES .

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes Moments les plus difficiles.

A ma grand-mère, mon père et ma

mèrePour leur amour Et leur support

continu

Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés etde Vos prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santéet longue vie afin que je puisse à mon tour vous combler.

A ma seul sœur .

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que jeressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon cœur. Je vous dédie cetravail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de

bonheur et de succès.

A mon très chère amis ANES et mes collègues proches AMAR,YAZID,HAMOUDA et WALID .

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons momentspassés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.

En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.

J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines

A tous ma famille, petits et grands merci pour vos encouragements.

A tous ceux qui me sont chers.

SIDAHMED

Résumé :

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

Ce phénomène survenu au nord de la ville d'El hamdania (Médéa) a fait beaucoup de dommage sur la route «**RN 01 – PK72+000**».

Notre travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, ona débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé Talren4 qui utilise trois méthodes (Fellenius, Bishop, Perturbations), dans le but de déterminer le coefficient de sécurité.
Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des pieux en béton armé.

Mots clés : Glissement de terrain, TALREN, Fellenius, Bishop, Perturbations, Renforcementdes talus.

ملخص:

الانهيارات الأرضية هي ظاهرة خطيرة للغاية ومعقدة للغاية تعتمد على عدة معايير ومعايير منتشرة في ولاية مدية.

هذه الظاهرة التي حدثت شمال مدينة الحمدانية (المدينة) تسببت في أضرار جسيمة على الطريق " **RN 01 – PK72+000**".

يهدف عملنا إلى إجراء دراسة جيوتقنية للظاهرة. تحقيقا لهذه الغاية ، بدأنا دراستنا بعموميات حول الانهيار الأرضي وأنواعه وخصائصه وأسبابه والطرق المعتمدة لحساب هذا النوع من المشاكل.

تم إجراء التحليل العددي للسد برمز كمبيوتر ثنائي الأبعاد بعنوان Talren4 يستخدم ثلاث طرق (Fellenius، Bishop، Perturbations) لتحديد عامل الأمان.

ثم تم تحليل تقوية السد عن طريق إدخال أكوام خرسانية مسلحة.

الكلمات المفتاحية: الانهيار الأرضي ، TALREN، Fellenius ، الأسقف ، الاضطرابات ، تقوية السدود.

Summary :

Landslides are very dangerous and very complex phenomena that depend on several parameters and criteria, widespread in the wilaya of Médéa.

This phenomenon, which occurred north of the town of El hamdania (Médéa), caused a lot of damage on the road “RN 01 – PK72+000”.

Our work aims to make a geotechnical study of the phenomenon. To this end, we began our study with generalities on the landslide, the types, the properties, the causes and the methods adopted for the calculation of this type of problem.

The numerical analysis of the embankment was carried out with a two-dimensional computer code, entitled Talren4, which uses three methods (Fellenius, Bishop, Perturbations), in order to determine the safety factor.

The reinforcement of the embankment was then analyzed by introducing reinforced concrete piles.

Keywords: Landslide, TALREN, Fellenius, Bishop, Disturbances, Reinforcement of embankments.

List Des Figures	
List Des Tableaux	
Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Introduction	**01**
Chapitre I : **GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN**	
I Introduction	**03**
II Les mouvements des terrains et les différents types :	**03**
Définition des mouvements terrains	**03**
les Différents Types d'instabilités des terrains	**03**
1) les mouvements lents	**04**
Les effondrements et affaissements :	**06**
Définition	**06**
Les effets et les conséquences	**07**
Procédure de protection	**08**
Les tassements par retrait :	**08**
Définition	**08**
Les éboulements, les chutes des blocs et des pierres :	**10**
Définition	**10**
Le glissement terrain :	**15**
Définition générale du glissement terrain	**15**
définition mécanique du glissement terrain	**16**
Les type du glissement :	***17***
les glissements rotationnels	***17***
les glissements plans	**18**
les glissements complexes	***19***
Classification des glissements	**20**
III Quelques statistiques sur les mouvements de terrains	**24**
VI. Les Techniques et les moyennes de confortement :	**25**
Généralités :	**25**

Terrassements	**26**
V. Conclusion	**37**
Chapitre II : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes	**39**
INTRODUCTION	**39**
II.1 - Méthodes Analytiques :	**40**
II .2 - Méthode d'équilibre limite:	**43**
II.3 - La méthode des éléments finis	**46**
II.4 - CONCLUSION	**54**
Chapitre III : Résultats et discussions	**56**
I – INTRODUCTION	**57**
a) Objectifs de l'Etude	**57**
b) Consistance de l'Etude	**58**
APERCU GEOLOGIQUE REGIONAL	**59**
DESORDRES OBSERVES au PK 72+000	**60**
Désordres affectant le muret en maçonnerie amont :	**62**
Désordres affectant le dalot	**63**
CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	**66**
IV – 1 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE	**67**
IV - 2 SONDAGES CAROTTES	**68**
IV- 3 ESSAIS DE LABORATOIRE V –	**70**
IV- 4 EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	**74**
IV- CONCLUSION	**78**
CHAPITRE IV : ETUDE DE STABILITE	**80**
IV.1 Introduction	**80**
IV.2.Présentation de logiciel TALREN	**80**
IV.3 .Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4	**81**
IV.4.Paramètres de la rupture de glissement	**82**
Conclusion	**86**
CONCLUSION Générale	**90**
Liste des références	
Annexes	

LISTE DES FIGURES :

figure	page
Figure I. 1. Le fauchage dans des roches métamorphiques	**05**
Figure I. 2. Effondrement de terrain à Alger (Algérie) le 18/11/2016.	**06**
Figure I. 3. Schéma d'un affaissement [19]	**07**
Figure I. 4. Schéma d'un renforcement de la structure par les fondations profondes	**08**
Figure I. 5. Schéma d'un tassement par retrait	**09**
Figure I. 6. Schéma de stabilisation de terre par le guidage des eaux	**10**
Figure I. 7. Exemple d'un éboulement	**11**
Figure I. 8. Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016.	**12**
Figure I. 9. Schéma d'un renforcement des talus par les tirants ancrés	**13**
Figure I. 10. Schéma d'une mise en place d'un merlon de terre renforcé par des pneus	**14**
Figure I. 11. Le phénomène du fluage	**14**
Figure I. 12. Schéma d'une coulée	**15**
Figure I. 13. Exemple d'un glissement de terrain	**16**
Figure I. 14. Glissement de terrain a medea le 25/01/2015.	**16**
Figure I. 15. Schéma d'un glissement rotationnel	**18**
Figure I. 16. Schéma d'un glissement plan	**19**
Figure I. 17.Schéma d'un glissement complexe	**19**
Figure I. 18. Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain.	**23**
Figure I. 19. Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.	**27**
Figure I. 20. Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.	**28**
Figure I. 21. Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme.	**29**
Figure I. 22. Coupe type d'une tranchée drainante.	**31**
Figure I. 23. Mur de soutènement.	**33**
Figure I. 24. Paroi de palplnche.	**34**
Figure I. 25. Principe de la technique terre armée.	**35**
Figure I. 26. Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.	**36**

Figure I. 27. Un versant stabilisé par clouage.	**36**
Figure I. 28. L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.	**37**
Figure II. 1: Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.	**41**
Figure II.2 : Glissement plan: équilibre d'un bloc10	**42**
Figure II.3: Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008).	**44**
Figure II.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.	**44**
Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.	**47**
Figure II.6: Représentation des forces sur une tranche.	**48**
Figure II.7 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode	**49**
Figure II.08 : Résultante des forces parallèles	**49**
Figure II.09 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER	**50**
Figure II.10 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER	**50**
Figure III.1 : Photo satellite ‘‘Google’’.	**59**
Figure III. 2: Extrait de la carte géologique N°86.	**60**
Figure III.3: Fissure colmatée**.**	**61**
Figure III.4 : Faïençage le long de la fissure colmatée.	**61**
FigureIII.5 : Affaissement le long de la fissure colmatée.	**62**
Figure III.6: Rupture des joints du mur en maçonnerie à l'entrée du dalot.	**62**
Figure III. 7: Dépôts de sédiments et déchets à la sortie du dalot.	**63**
Figure III. 8: Dépôts de sédiments et déchets à l'entrée de l'ancien dalot.	**64**
Figure III.9 : Zone de stagnations des eaux pluviales.	**64**
Figure III.10 : Ouverture du joint séparant les deux parties du dalot.	**65**
Figure III. 11 : Présence d'humidité entre les moellons.	**65**
Figure III.12: Localisation des réseaux.	**66**
Figure III. 13: Réalisation du sondage SC1.	**69**
Figure III. 14: Réalisation du SC2.	**70**
Figure III. 15 : Photo GOOGLE du site.	**75**
FigureIII. 16 : Schéma représentatif du site.	**76**
figureIII.17: illustre la coupe A-A, qui suit l'axe de l'ouvrage existant sous lachaussée.	**77**

Figure IV. 1. Plan de fonctionnement de logiciel TALREN 4	**81**
Figure IV.2. La géométrie du talus avec les différentes couches.	**82**
Figure IV.3. Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et sans séisme.	**83**
Figure IV.4. Présentation du facteur de sécurité avec la nappe et sans séisme.	**83**
Figure IV.5. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme.	**84**
Figure IV. 6. Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme.	**84**
FigureIV.7. Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme	**86**
Figure IV.8. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et sans séisme	**86**
Figure IV.9 . Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme .	**87**
Figure IV.10. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme	**87**

Liste Des Tableaux :

Tableaux	page
Tableau I. 1. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyennede glissement à long terme	**20**
Tableau I. 2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK	**20**
Tableau II.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité LAMBE	**41**
Tableau II.2 : Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses	**52**
Tableau III.1: Valeurs des refus.	**68**
Tableaux III. 2: Récapitulatif des caractéristiques physiques.	**73**
Tableau III.3: Récapitulatif des caractéristiques chimiques et mécaniques.	**74**
Tableau III.4. Les caractéristiques su sols.	**82**

Introduction générale

Introduction :

La pollution atmosphérique est l'un des problèmes majeurs qui nuit à la santé mondiale.

De nombreuses études ont dénoncé que la pollution atmosphérique est apparu au moyen âge **(Brimblecombe, 1987, Te Brake, 1975).**

Pour mesurer l'hygiène atmosphérique on peut utiliser des appareils spéciaux, mais ces derniers sont incapable de donner des valeurs régulières ni dans le temps ni dans l'espace ; pour cette raison on peut consolider par l'utilisation des lichens comme des bios indicateurs de la qualité de l'air car ils possèdent des caractéristiques spécifiques qui permettent de bien étudier l'état de l'atmosphère.

D'ailleurs les lichens ont été choisi comme bio indicateur de la qualité de l'air dans diverses régions de l'Algérie par exemple une étude sur la bio surveillance de la qualité de l'air a été faite en 2017 dans une cité méditerranéenne (Alger) **(Ghennam**et) , une autre étude a été effectué sur l'analyses taxonomique et écologique des lichens de la région de Tiaret en 2015 **(Ait Hammou)**, en 2010 **(Maizi**et **al)**, sont travaillé sur l'utilisation des végétaux inferieurs comme bio indicateurs de la pollution plombique d'origine automobile dans la région de Annaba.

On a remarqué qu'à Médéa (la région de Benchicao) aucune étude n' a été faite précédemment sur la bio surveillance de la qualité de l'air par l'utilisation des lichens, pour cela on a choisi notre thème qui a pour objectif « l'évaluation de la qualité de l'air au niveau de différentes stations forestières et urbaines dans la région de Benchicao ».

Le mémoire de notre étude s'articule de cette manière :

- Le premier chapitre : a été consacré une synthèse bibliographique sur les lichens ; montrant leur définition, descriptions, et ses caractères biologiques et écologiques.
- Le deuxième chapitre présente la zone d'étude et ces caractéristiques climatiques et pédologiques ainsi que le matériel et les méthodes utilisé.

Le troisième chapitre : décrit les résultats obtenu et suivi par une discussion viennent clôturer le travail.

Dans ce cas là, nous essayons de proposer l'hypothèse suivante :

Chapitre I :

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction :

Un mouvement de terrain, par opposition au phénomène d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse. Il constitue, comme l'érosion, un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs. Sur le plan pratique, ces phénomènes intéressent en premier lieu l'homme, dans le sens où ils font courir des risques à sa vie et à ses constructions. Chaque année, des accidents graves trouvent leur origin dans des mouvements de terrain.

Le déclanchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible ; toutefois, il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieusement menée.

Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site ; et fréquemment, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme.

Certain travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. C'est le cas, en effet, de l'ouverture de fouilles superficielles ou profondes, de la modification du régime des eaux souterraine, de la mise en place des surcharges des dépôts anarchiques, de l'usage d'explosifs, etc...

II. Les mouvements des terrains et les différents types :

Définition des mouvements terrains :

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

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.) [1].

les Différents Types d'instabilités des terrains :

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain Peuvent être distingués:

1) les mouvements lents :

Pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- **les affaissements** consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels
- **les tassements par retrait** de sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes) ;
- **le fluage** de matériaux plastiques sur faible pente ;
- **les glissements**, qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles) ;
- **le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux** en fonction de leur teneuren eau [1].
- le r**eptation, c**'est un déplacement par gravité, continu de l'ensemble du matériau, de vitesse lente (de quelques mm à quelques dm par an), ils peuvent cependant s'accélérer en phaseParoxysmale pour aller même jusqu'à la rupture et le mouvement s'évoluera en un glissementde terrain.

En général, la reptation intéresse les couches superficielles (quelques décimètres ou mètres de profondeur) et argileuses (formations d'altération).

La caractéristique essentielle de la reptation est l'absence d'une limite nette entre zone mobile et zone stable.

-le Fauchage, C'est un mouvement lent des *têtes de couches* qui s'incurvent peu à peu vers le bas sous l'effet de la gravité. (**Figure I.1.**)

Ce type de déformation affecte des formations géologiques sur laquelle la schistosité, la foliation ou le litage sont proches de la verticale.

Le mécanisme de fauchage peut évoluer et se transformer en un mécanisme de glissement rocheux.

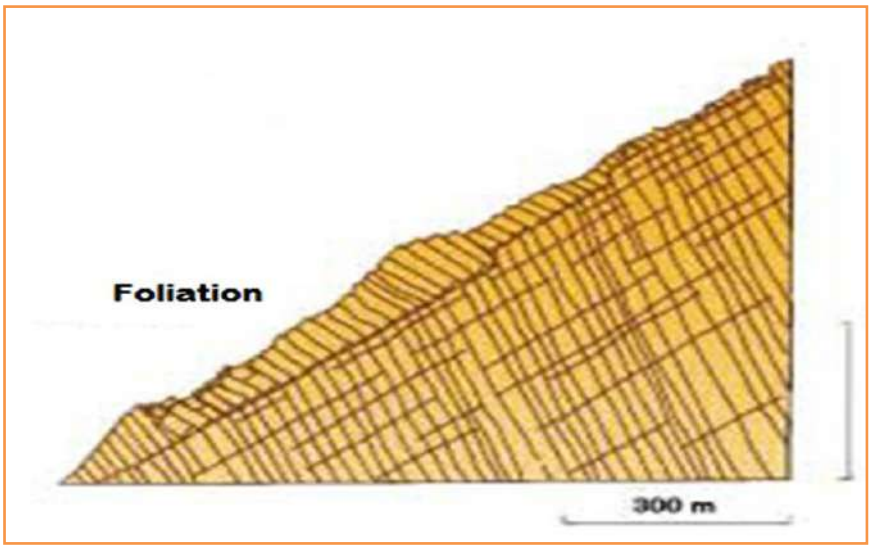


Figure I. 1. Le fauchage dans des roches métamorphiques [1].

2) Les mouvements Rapide :

Qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

- *Le premier groupe (propagation en masse) comprend :*

- **les effondrements**; Sont des déplacements verticaux qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface ;
- **les chutes de pierres ou de blocs** provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés ;
- **les éboulements ou écroulements** de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants ;

- **certains glissements rocheux.**

- *Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :*

  - **les coulées boueuses**, qui provient généralement de l'évolution du front des glissements[1].

  - **les glissements,**

Et pour plus de détaille, on va voir la définition, les conditions d'apparition, les effets et les conséquences de chaque famille.

Les effondrements et affaissements :

- **Définition *:***

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultentsoit d'un fléchissement de la surface sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol.

En surface, la descente du sol en direction du vide sous-jacent peut donc être brutale ou non.Le mouvement commence fréquemment par un fléchissement déterminant une dépression topographique à grand rayon de courbure, puis suivant l'importance de la cavité sous-jacente, il peut y avoir rupture et apparition d'une ouverture béante soit unique, on parle alors de fontis, soit généralisée [1].



Figure I. 2. Effondrement de terrain à Alger (Algérie) le 18/11/2016.

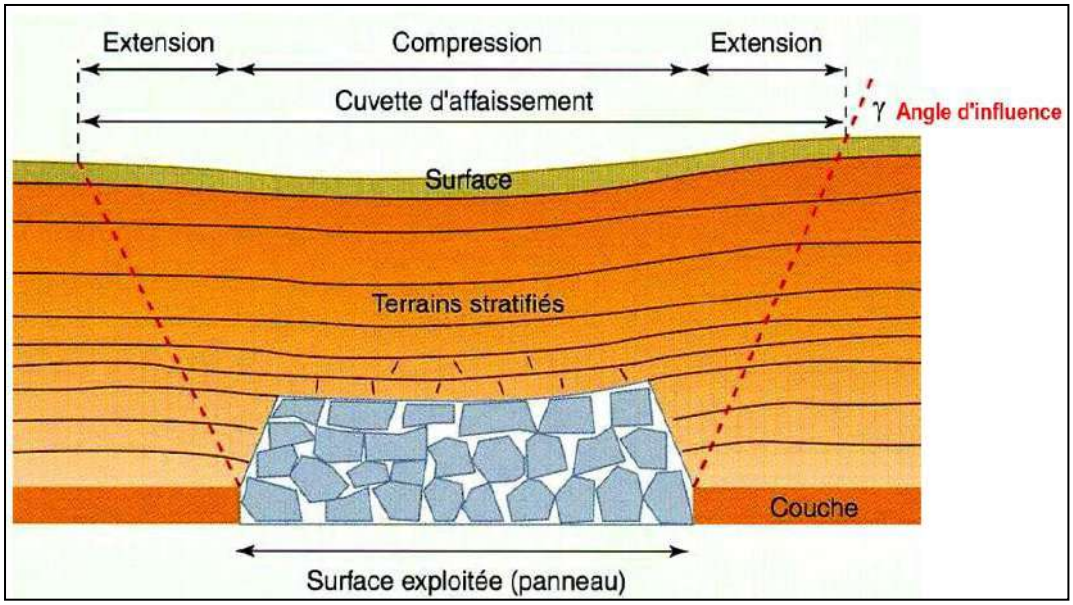


Figure I. 3. Schéma d'un affaissement [19]

- **Condition d'apparition :**

Hormis le cas de cavités d'origine strictement minière, deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent les fuites d'eau ou bien les égouts qui sont produire ce phénomène, soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes à granularité étendue comme les alluvions, c'est le phénomène de suffusion [1].

- **Les effets et les conséquences :**

Les effondrements brutaux peuvent entraîner la ruine des constructions et causer des victimes. En revanche, les affaissements à grand rayon de courbure, qui affectent les constructions et les ouvrages (fissuration), présentent rarement un danger pour l'homme.

Il ne faut pas négliger les désordres provoqués par ces phénomènes sur les canalisations enterrées (une fuite d'eau induit en outre une accélération du processus).

Dans le cas de vides peu profonds, il est impératif de bien maîtriser toutes les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), qui peuvent accélérer la dissolution ou affaiblir la résistance mécanique des matériaux [1].

- **Procédure de protection :**

☐ Protection active :

Mise en place d'appuis supplémentaires, comblement de la cavité, contrôle des infiltrations d'eau [1].

☐ Protection passive :

Renforcement de la structure des constructions, utilisation de matériaux résistants aux déformations, réalisation de fondations profondes [1].

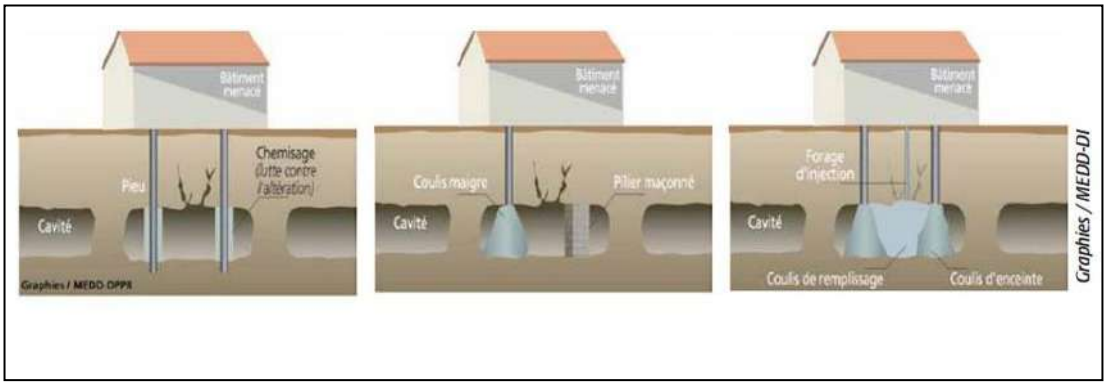


Figure I. 4. Schéma d'un renforcement de la structure par les fondations profondes [21].

Les tassements par retrait :

- **Définition :**

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement [1].

- **Condition d'apparition :**

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume nonnégligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant.

Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires eneau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes [1].

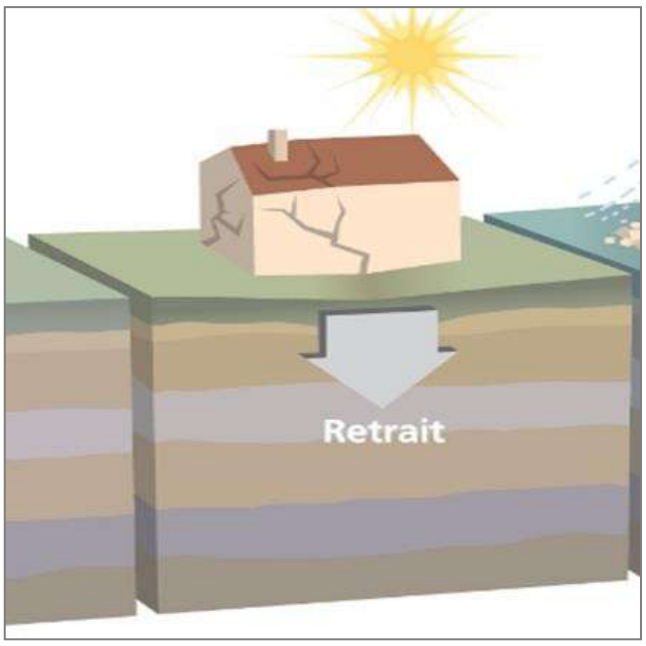


Figure I. 5. Schéma d'un tassement par retrait [21].

Les effets et les conséquences :

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels. Les dommages dus aux tassements par retrait représentent un coût supérieur à 152 millions d'euros par an depuis 1989[1].

Procédure de protection :

☐ Protection active :

Maîtrise des rejets d'eaux pluviales et usées dans le sol, limitation de la végétationautour de la construction [1].

Protection passive :

Réalisation de fondations profondes, rigidification de la structure par chaînage, maîtrise des rejets d'eaux pluviales et usées dans le sol, limitation de la végétation autour de la construction[1].

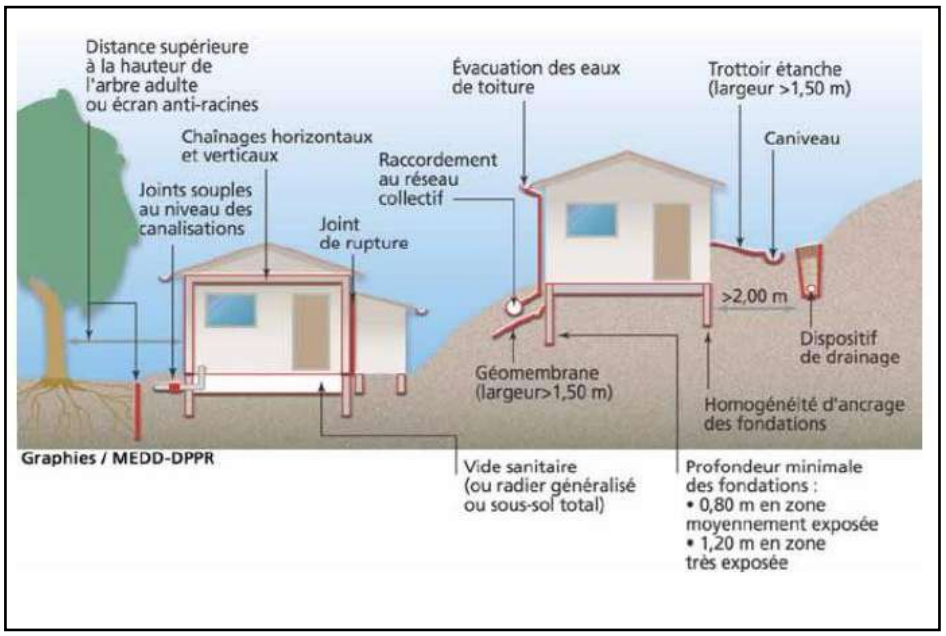


Figure I. 6. Schéma de stabilisation de terre par le guidage des eaux [21].

Les éboulements, les chutes des blocs et des pierres :

- **Définition :**

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines,... Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente.
Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs (plaque roulant sur la tranche) et de petites irrégularités du versant. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation.

En ce qui concerne les éléments éboulés, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- les pierres, d'un volume inférieur à 1 dm^3.

- les blocs, d'un volume compris entre 1 dm^3 et 1 m^3.
- les gros blocs, d'un volume supérieur à 1 m^3.

Suivant le volume total éboulé, on distingue (ces définitions correspondentapproximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- les chutes de pierres ou de blocs, d'un volume total inférieur à la centaine de m^3.

- les éboulements en masse, d'un volume allant de quelques centaines à quelques centainesde milliers de m^3.

- les éboulements (ou écroulements) en grande masse, d'un volume Supérieur au million$_{\text{de m}^3}$ [1].



Figure I. 7. Exemple d'un éboulement [21].



Figure I. 8. Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016.

- **condition d'apparition :**

La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure

du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau, et accompagnée de petites fractures difficiles à déceler, peut être longue.

Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, l'affouillement ou le sapement du pied [1].

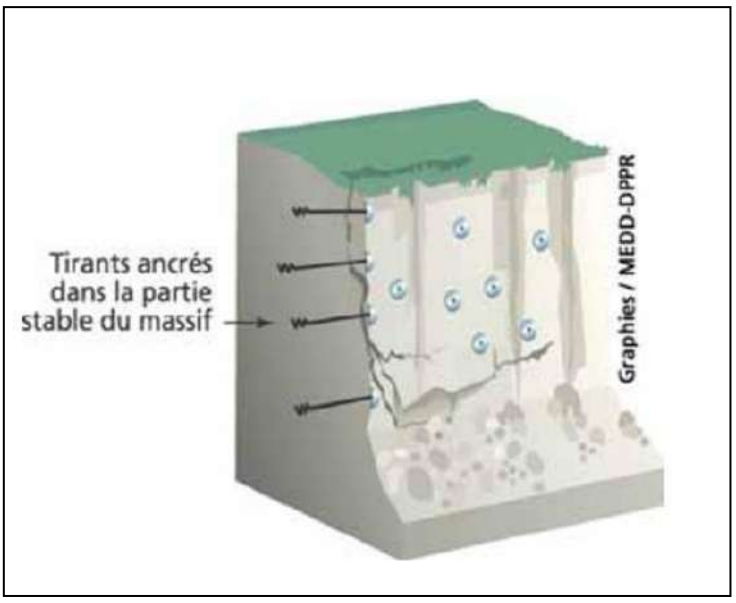
- **Les effets et les conséquences :**

Etant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, les instabilités rocheuses constituent des dangers pour les vies humaines, même pour de faibles volumes (chutes de pierres). Les chutes de blocs, et a fortiori les éboulements, peuvent causer des dommages importants aux structures pouvant aller jusqu'à leur ruine complète, d'autant plus que l'énergie (fonction de la masse et de la vitesse) des blocs est grande.

- **les procédures de protection :**

□ Protection active : amarrage des blocs et écailles par câbles ou nappes de filets métalliques, ancrage des rochers à l'aide de tirants, confortement des parois par massif bétonné ou par béton projeté.

□ Protection passive : mise en place d'un écran (merlon ou digue pare-blocs, levée deterre) ou de filets pare-blocs □ [1].



□

Figure I. 9. Schéma d'un renforcement des talus par les tirants ancrés [21].

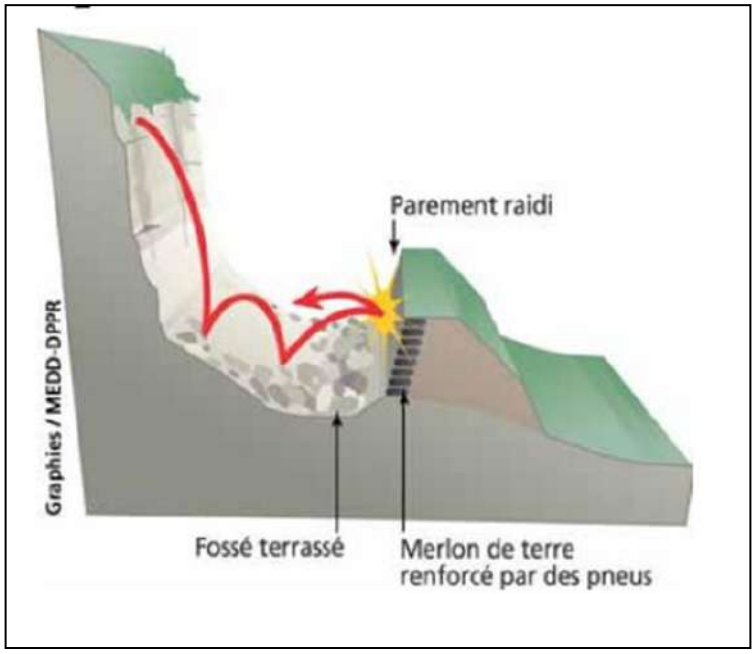


Figure I. 10. Schéma d'une mise en place d'un merlon de terre renforcé par des pneus [21].

coulées de boue associées et fluages :

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable [1].

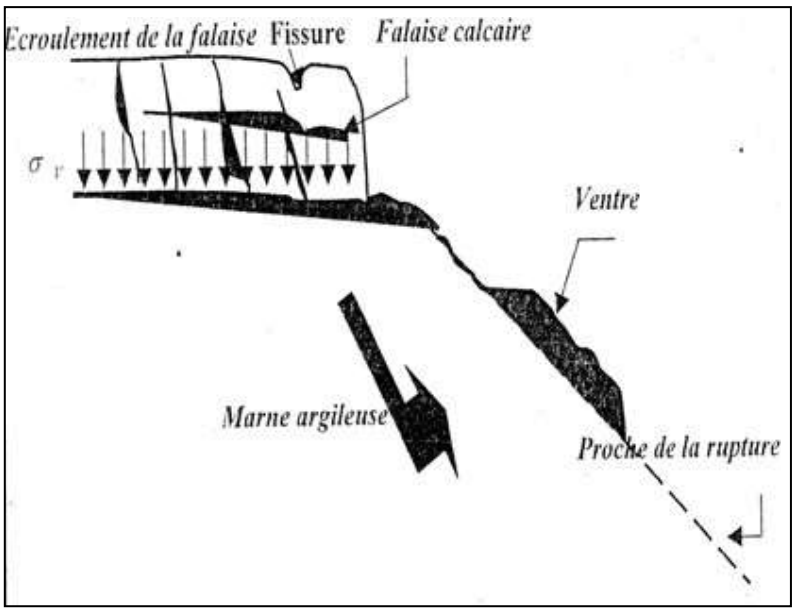


Figure I. 11. Le phénomène du fluage [21].

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

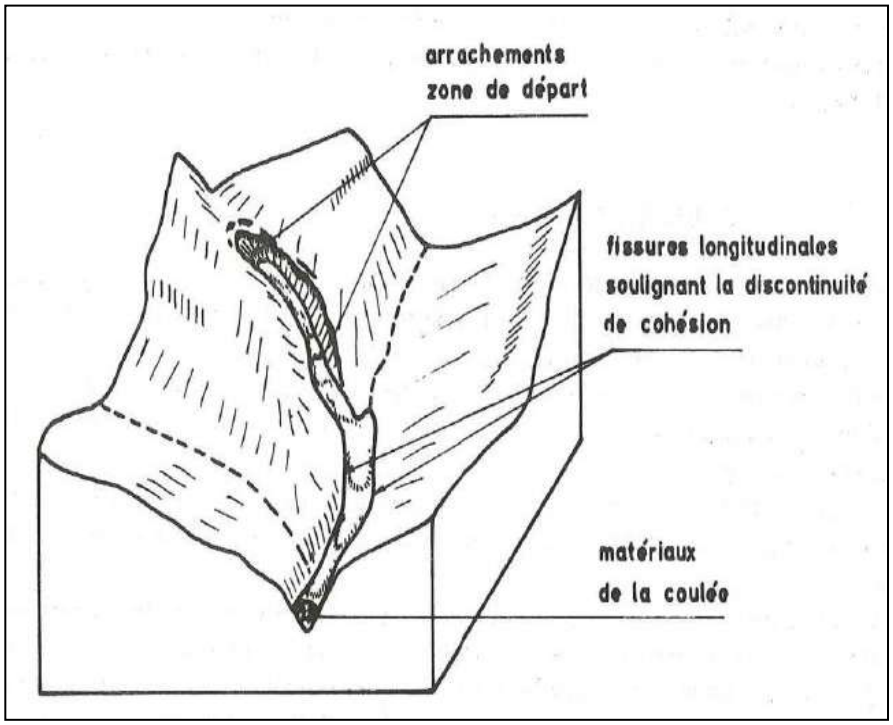


Figure I. 12. Schéma d'une coulée [20].

Le glissement terrain :

Définition générale du glissement terrain :

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

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

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



Figure I. 13.*Exemple d'un glissement de terrain[21].*



Figure I. 14.*Glissement de terrain a medea le 25/01/2015.*

Définition mécanique du glissement terrain :

Le glissement de terrain se définit comme le déplacement d'une masse de roche, de débris ou de terre vers le bas de la pente, lorsque la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au

cisaillement du matériau [4].

L'apparition de glissements de terrain est la conséquence d'un champ complexe de forces (le stress est une force par unité de surface) qui est actif sur une masse de roche ou de sol sur la pente. Fondamentalement, les deux principaux paramètres déterminants sont:

1- Augmentation de la contrainte de cisaillement.

2- Une diminution de la résistance des matériaux.

Augmentation de la résistance au cisaillement :

Enlèvement du support latéral et sous-jacent (érosion, Glissades, coupes de routes etcarrières)

- Augmentation de la charge (poids de la pluie / neige, remplissages, végétation)

Augmentation des pressions latérales (pressions hydrauliques, racines, Cristallisation, gonflement de l'argile)

- Les contraintes transitoires (tremblements de terre, vibrations des camions, Machines, dynamitage)
- Inclinaison régionale (mouvements géologiques) [4].

Réduction de la résistance des matériaux :

Diminution de la résistance des matériaux (altération, changement d'état de cohérence)

- Les variations des forces inter granulaires (pression d'eau interstitielle, solution)

- Changements de structure (diminution de la résistance dans le plan de défaillance, fracturation due au déchargement) [4].

Les type du glissement :

les glissements rotationnels *:*

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse qui se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et

silteux .

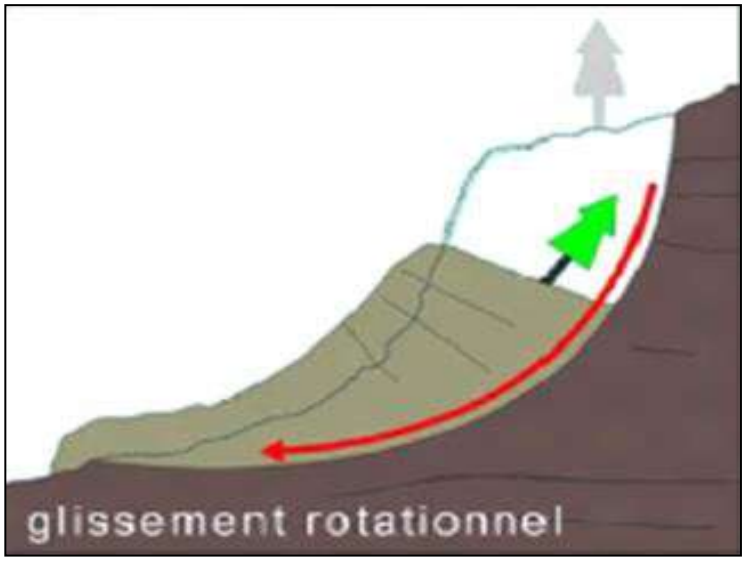


Figure I. 15. Schéma d'un glissement rotationnel[21].

Les glissements plans :

Ce type de glissement se produit lorsque, la masse terrestre détachée et glisse le long d'une surface relativement plane, La chute résultante est appelée glissement plans.

Les surfaces planes relativement faibles sont les joints ou les plans de litière. Si le matériau dans la région du pied se liquéfie, la pente descendante, La taille de tels glissements est très

variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés

Ils se produisent principalement dans Les zones de flysch, les schistes marno –calcaires oules schistes métamorphiques.

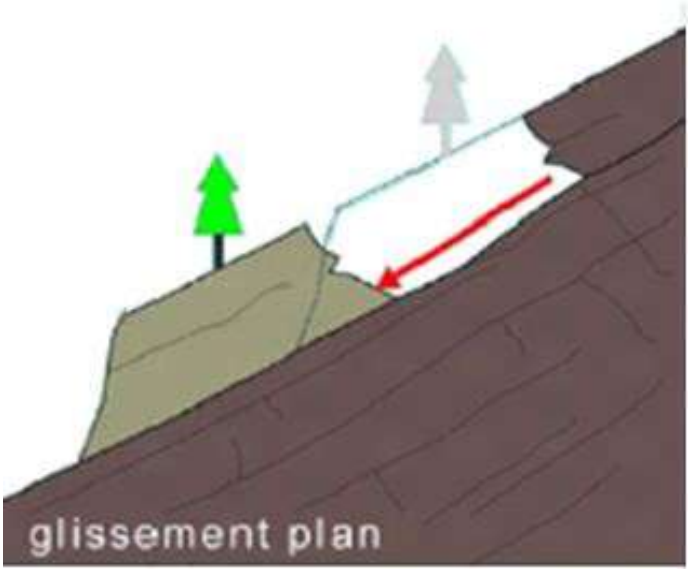


Figure I. 16. Schéma d'un glissement plan[21].

les glissements complexes :

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope, il peut y avoir des formations de glissement complexes ou multiples correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans ; dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

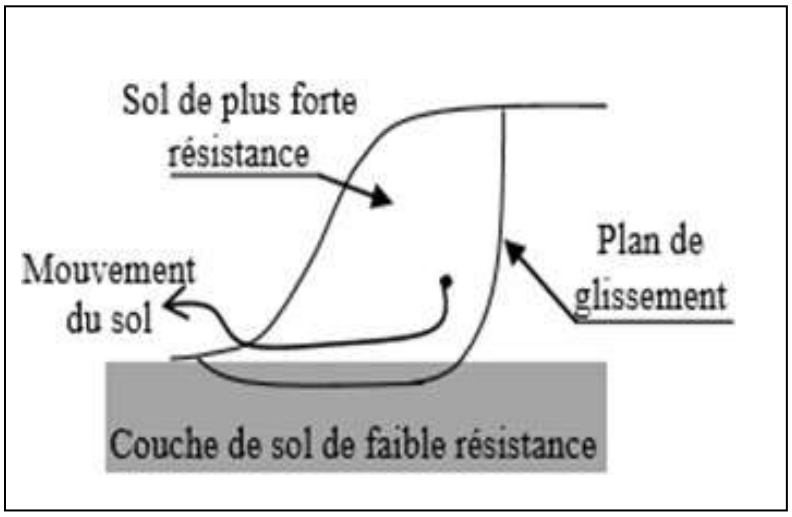


Figure I. 17. Schéma d'un glissement complexe[21].

Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau I-1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau I-2).

Tableau I. 1. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme [2].

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

Tableau I. 2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK[2].

ment	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2 m
profond	2 – 10 m
Profond	10 – 30m
rofond	> 30m

l'origine et les causes des glissements de terrain :

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique.

Les causes augmentant les moments moteurs :

- Augmentation de la hauteur d'une pente.
- Enlever le sol au pied de la pente.
- Ajouter une charge au sommet.
- Abaisser le niveau d'eau à l'extérieur de la pente.

- Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.
- Augmentation du poids volumique par saturation.
- Séisme ou charge dynamique [2].

Les causes diminuant les moments résistants :

- Augmentation de la pression interstitielle.
- Liquéfaction des sols.
- Gonflement des sols et annulation de la succion.
- Altération lessivage.
- Rupture progressive (fluage) [2].

Les causes naturelles :

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

- Des précipitations intenses ou des dépôts de neige soulèveront la nappe phréatique; Diminuer la résistance du sol et augmenter le poids du matériau associé.
- Rapide fonte des neiges dans les montagnes - fonte rapide de la neige ajoute de l'eauau solMasse sur les pentes.
- Fluctuation des niveaux d'eau due à l'action de la marée.
- Abaissement des niveaux d'eau dans les rivières, réservoirs, etc.
- Erosion due à un écoulement continu sur une pente. Le retrait de l'orteil Et support latéral d'une masse de sol par écoulement d'eau dans les ruisseaux, les rivières…etc.
- Action des vagues peut entraîner une instabilité de la masse du sol.
- Dépôt de sédiments lâches dans les zones delta.
- Décomposition des roches
- Vibrations du sol créées lors des tremblements de terre.
- Activité volcanique - Dans les zones où existe un volcan existant, les dépôts de cendresvolcaniques, sont sujets à l'érosion et soumis à des flux de boue en raison des précipitations intenses [7].

1. Excavation de la pente ou de son orteil.
2. Chargement de la pente ou de sa crête.

3. Réduction (des réservoirs).
4. Déboisement.
5. Irrigation.
6. Exploitation minière.
7. Vibrations artificielles.
8. Fuite d'eau des services publics [8] .

Les Causes géologiques :

1. Matériaux faibles ou sensibles.
2. Matériaux usés.
3. Matériaux cisaillés, joints ou fissurés.
4. Une discontinuité orientée vers l'orientation (literie, schistosité, faiblesse, discordance, contact, etc.)
5. Contraste de la perméabilité et / ou de la rigidité des matériaux [8].

Les Causes morphologiques :

1. Le soulèvement tectonique ou volcanique.
2. Rebondissement glaciaire.
3. Érosion fluviale, ondulatoire ou glaciaire de la pente ou des marges latérales.
4. Érosion souterraine (solution, tuyauterie).
5. Déplacement de la pente de chargement ou de sa crête.
6. Enlèvement de la végétation (par le feu, la sécheresse).
7. Décongélation.
8. Détérioration par congélation et décongélation.
9. L'altération du rétrécissement et de la houle [8].

Les Phases des glissements :

Glissements de terrain actifs :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations [2] .

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins

constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations [2].

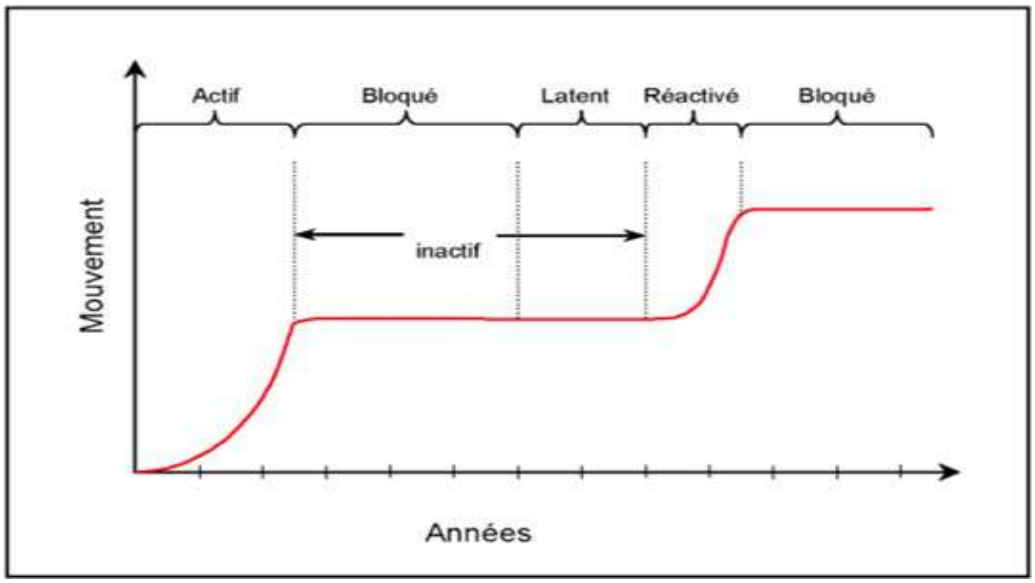


Figure I. 18. Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain. [2].

Glissements de terrain réactivés :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante [2].

Glissements de terrain inactifs :

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

*Glissements bloqués.
*Glissements latents.
*Glissements abandonnés.
* Glissements stabilisés [2].

III. Quelques statistiques sur les mouvements de terrains :

À l'époque :

- 24 novembre 1248 : éboulement d'une tranche de la face nord du Granier, en Savoie (entre 1 000 et 5 000 morts), formant les vignobles vallonnés des Abymes ;
- Le 16 avril 1970, un sanatorium du plateau d'Assy fut englouti par une coulée de boue meurtrière. Il y eut 71 morts ;
- 13 novembre1985, Colombie: l'éruption du Nevado dela Ruiz fait fondre la neige qui dévale les flancs du volcan et dévaste la ville d'Armero: 24.000 morts ;
- 15 décembre1999, Venezuela: tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas et provoquent aumoins 15.000 morts ;
- 17 février2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du pays faisant 1106 morts ;
- 8 août2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues aprèsdes glissements de terrain en Chine [9].

A l'année 2017:

- 1 avril 2017 : Un glissement de terrain s'est produit dans un village indonésien fait 38morts.
- 31 mars 2017 : éboulement dans le nord-est de Madagascar fait 8 morts.
- 27 février 2017 : Un glissement de terrain qui s'est produit dans le centre de Lisbonnefait des dégâts structuraux dans deux bâtiments, 2 blessés et 27 personnes évacués.
- 20 janvier 2017 : Un glissement de terrain qui a frappé un hôtel dans une provincechinoise fait 2 morts et plus dix personnes disparues [12].

En Algérie:

- 29 octobre 2012, pluies fortes a provoqué un effondrement a Hussein-dey à Alger faitune femme morte et une autre a été blessée [10].
- 18 novembre 2016, les pluies diluviennes qui tombent sur Alger ont provoqué un affaissement sur l'autoroute au niveau de ben aknoun en direction de zeralda : un troubéant s'est creusé dans lequel plusieurs véhicules sont tombés [11].
- 25 janvier 2015, un glissement de terrain a été provoqué par fortes pluies à la ville deMédéa qui fait deux enfants mortes et le père blessé.

VI. Les Techniques et les moyennes de confortement :

Généralités :

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

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté résistance :** la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **Coté économique :** le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent

Une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible **(**locale**)** et moinscoûteux.

- **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité):** la méthode de renforcement doit êtresimple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement [2].

Les différentes techniques :

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soitcirculaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend. 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 :

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, on recommande de prendre un coefficient de sécurité F=1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention De réparation après glissement, si le

calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient 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 plutôt F= 1,5.

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.

La figureI.19.Schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire [10].

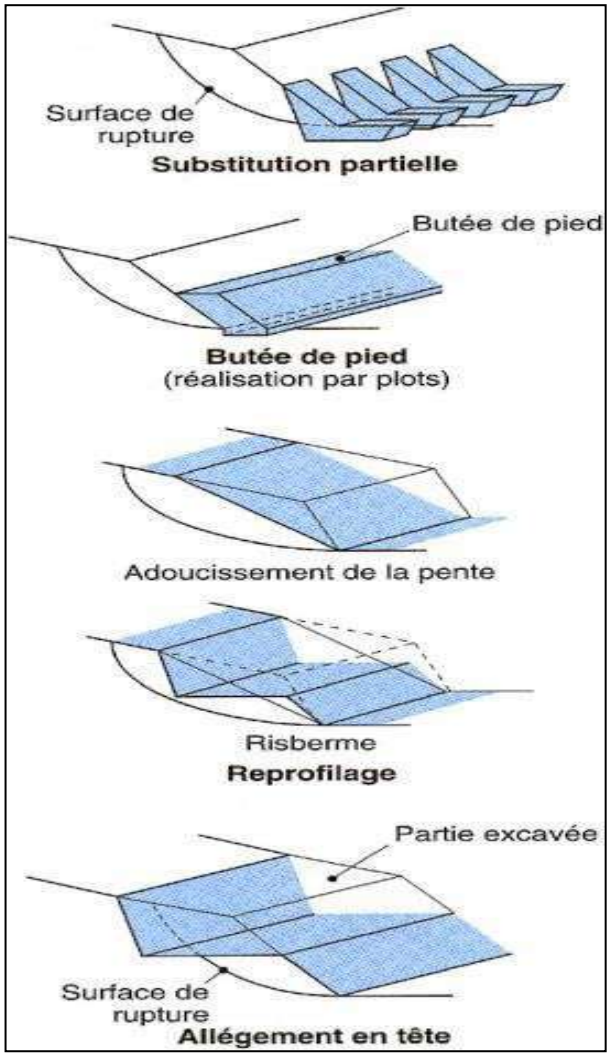


Figure I. 19. Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.

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, le dimensionnement doit justifier De la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement Déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose que :

— l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;

— l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval [10].

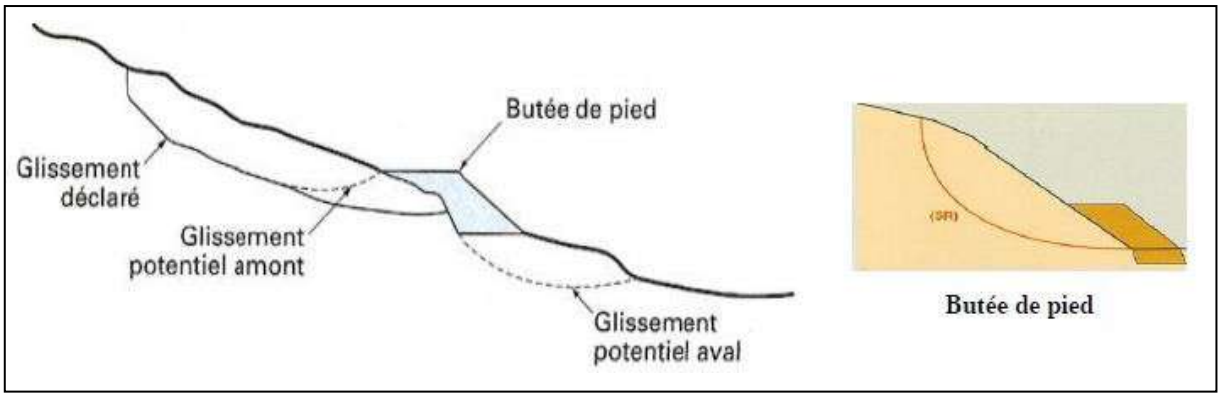


Figure I. 20. Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture àprendre en compte. [10]

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 desécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le Long de la surfacede 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 àstructure alvéolaire, etc.) [10].

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutages 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 que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité parrapport 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 [10].

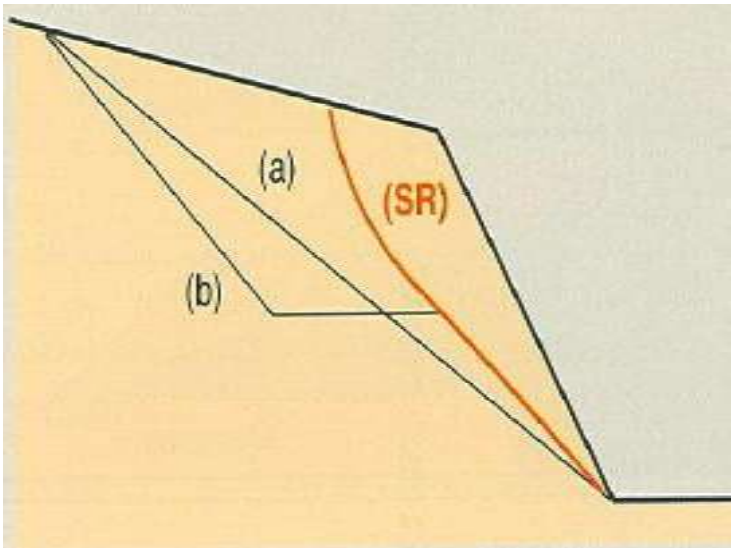


Figure I. 21. Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme. [10].

Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant.

Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, Qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. 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 pourd'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, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation [10].

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'étanchéification 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 [10].

Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes,sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

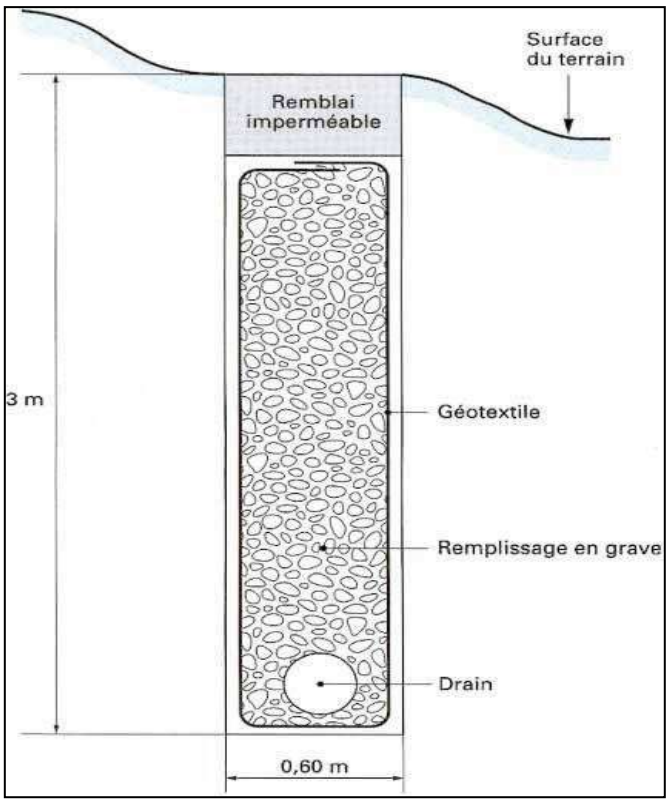


Figure I. 22. Coupe type d'une tranchée drainante. [10].

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.
Ces tranchées peuvent 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 mécanisépermet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant deremplissage ;

- à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20).

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 boue biodégradable [10].

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. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total) [10].

Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement
- tirants d'ancrage et murs ancrés
- clouages par des barres, des micros 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. La compatibilité 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 conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, Des ouvrages qui supportent mieux les déformations [10].

Ouvrages de soutènement :

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).

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides [10].

Les murs de soutènements :

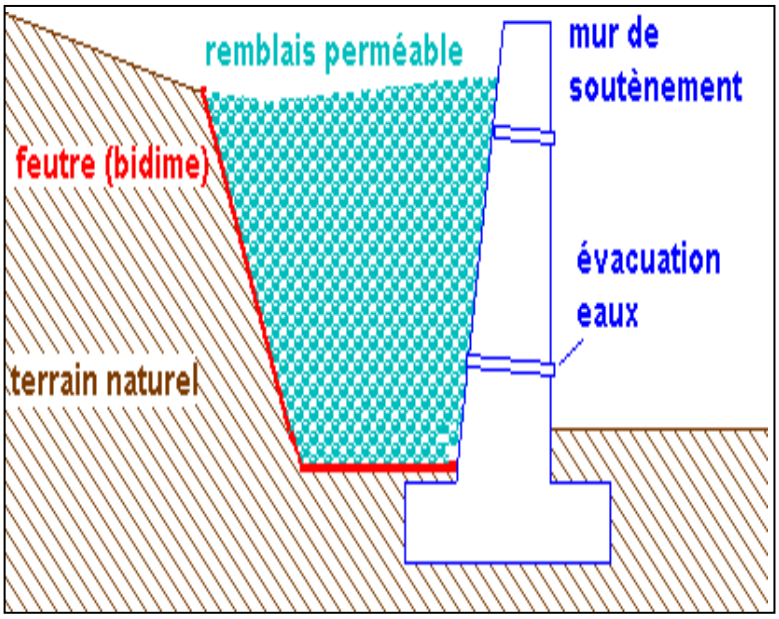


Figure I. 24. Mur de soutènement. [10].

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages :

- ☐ Les murs poids
- ☐ Les murs souples.

Les rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées parle fonçage à proximité d'habitations [10].

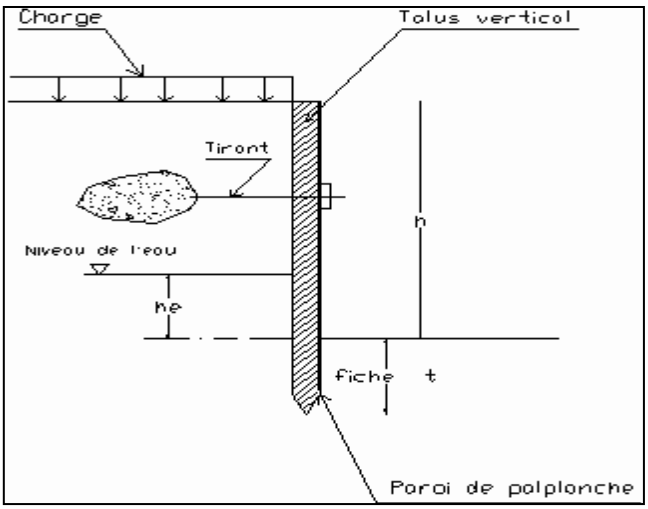


Figure I. 24. Paroi de palplanche.

La terre armée:

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

- **un sol :** plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- **des inclusions :** horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- **un parement :** anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée [10].

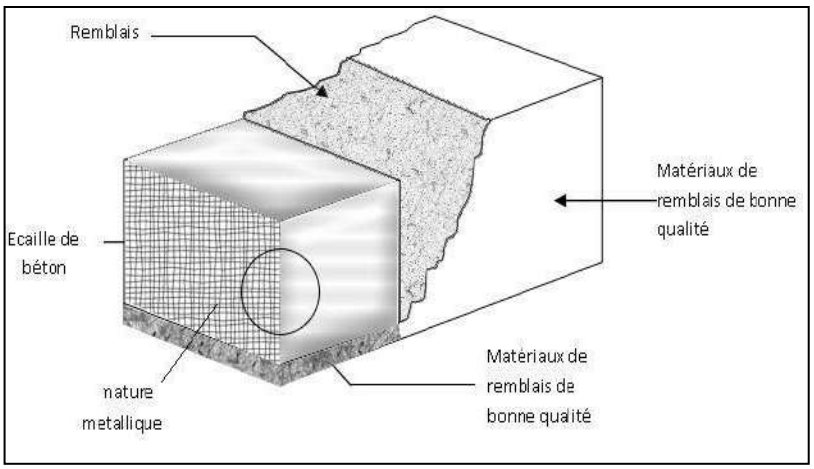


Figure I. 25. Principe de la technique terre armée.

Les tirants d'encrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement. Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantainede millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain [10].

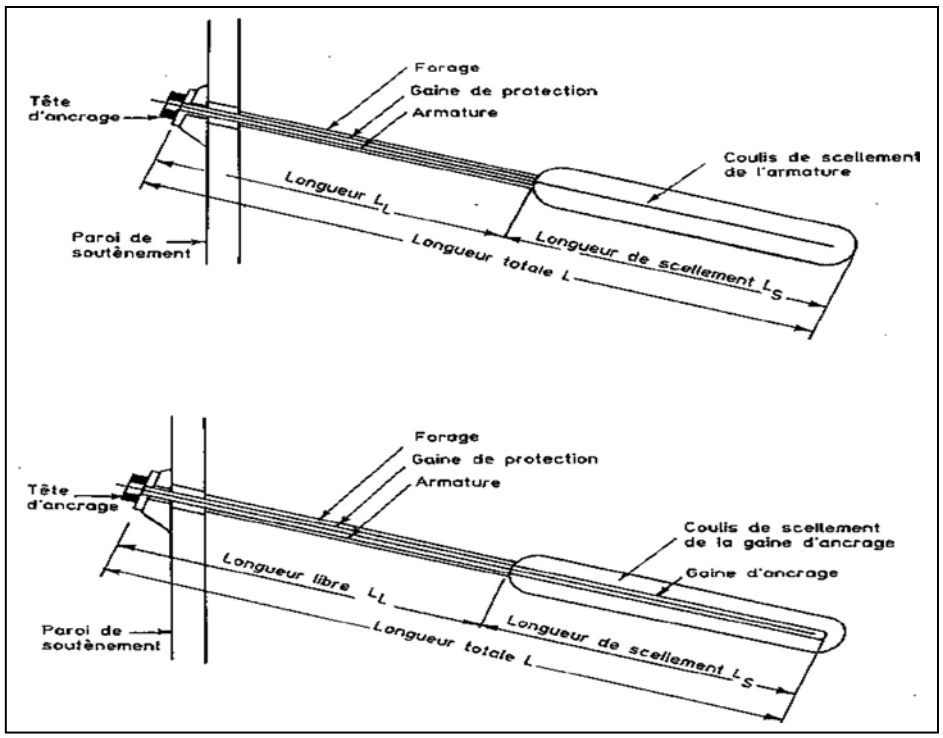


Figure I. 26. Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.

Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé [10].



Figure I. 27. Un versant stabilisé par clouage.

Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact dusol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations….etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- **La séparation :** éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration :** assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage :** assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement :** améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection :** protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- **La lutte contre l'érosion :** limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent [10].



Figure I. 28. L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et lerenforcement du talus. [10].

V. Conclusion :

Le terme de « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres de par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements 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, 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.

Chapitre II :

Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

INTRODUCTION :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture. Nous allons essayer de montrer le mécanisme qui conduit à la rupture de certains talus ou pentes naturelles. Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non. Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Elles apparaissent en général trop simples et trop figées ou trop élaborées et de maniement délicat. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

II.1 - Méthodes Analytiques :

II.1.1 - Calcul de la stabilité:

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité (Fs). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de Fs la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné. Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties. Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité. On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégorise: On focalise l'étude ci après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [15]

II.1.1.1 - Notion de coefficient de sécurité :

Notion de coefficient de sécurité: II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité Fs, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité Fs par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$F_S = {}^{Q_{max}}/_{Q} \qquad \text{(II.1)}$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force H, Force V, moment M). Q max : valeur maximale de Q. Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité : Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

si FS = < 1 : la rupture est inévitable.

si FS = 1 : le massif est en état d'équilibre limite.

si FS > 1 : le milieu est équilibré et le massif est stable.

Tableau II.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE

	Définition	Formule
1	Rapport de contrainte	${}^{T_{max}}/_{T}$ $F = \frac{\text{la resistance au cisaillement mobilisabl}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilib re}}$
2	Rapport de forces	F = E résiste / E moteur $F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$
3	Rapport de moment	F = M resist / Mt moteur $F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment résistant}}$
4	Rapport de grandeurs	par ex : H / Hmax $F = \frac{\text{Hauteur critiq}}{\text{Moment résistant}}$

II.1. 1.2 - Calcul à la rupture (méthode classiques) :

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif [16].

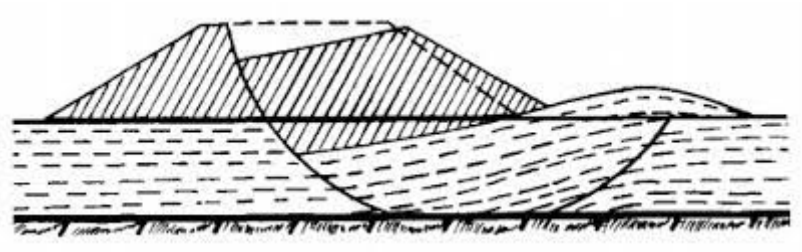


Figure II. 1: Schéma d'analyse de stabilité à la rupture [16].

II.1.1.2.1- Calcul à la rupture plane:

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V = 0 et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité [16].

$$F = {}^{\tau_{max}}/_{\tau} \qquad \text{(II.2)}$$

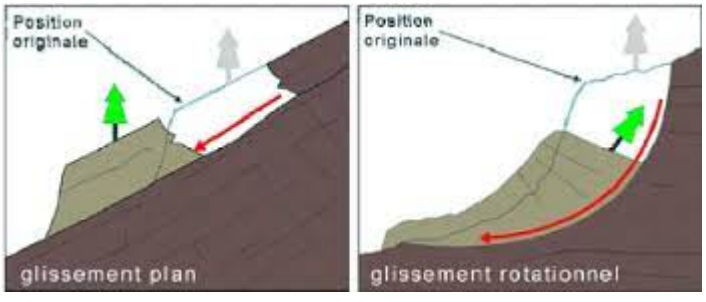


Figure II.2 : Glissement plan: équilibre d'un bloc47

II .2 - Méthode d'équilibre limite:

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter: Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement¬ homogène ne présentant pas discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois. Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien¬ définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante

$$\tau = C + \sigma \, tan\varphi \qquad \text{(II.3)}$$

C : Cohésion effective

$\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne effectif

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern etPrice1965, ……). [15]

II .2.1 - Méthodes des tranches : Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs : Les bords des blocs sont devenus verticaux ; Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base :

Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches

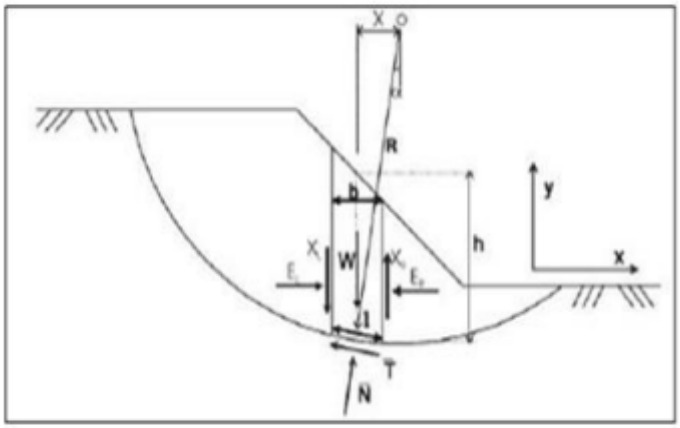


Figure II.3: Les inconnues d'une méthode des tranches . [15]

II.2.2 - Méthode de FELLENIUS 1927 : Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement

$$F = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moments mouteurs}} \quad \text{(II.3)}$$

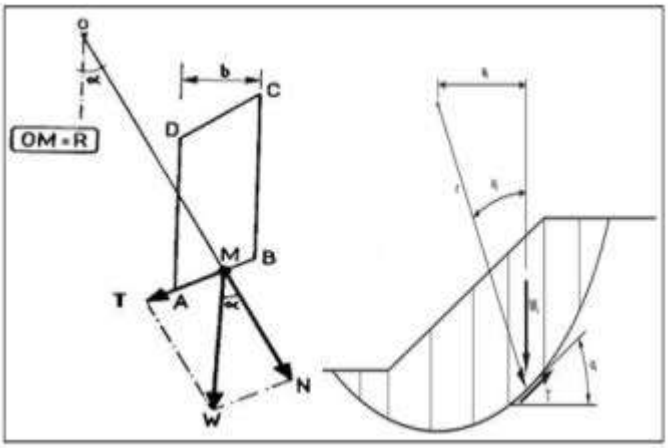


Figure II.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

La ligne de glissement est de forme circulaire

On néglige totalement les efforts inter-tranches

La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

Le moment résistant maximal fourmi par valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle Rn

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = C_n . AB + N_n \tan \emptyset_n \qquad \text{(II.4)}$$

Par ailleurs :

$$N_n = W_n \cos \alpha_n \qquad \text{(II.5)}$$

Donc :

$$R_n = C_n . AB + W_n \cos \alpha_n N_n \tan \emptyset_n \qquad \text{(II.6)}$$

D'autre part :

$$AB = N_n \frac{B_n}{\cos \alpha_n} \qquad \text{(II.7)}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R(ci \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \emptyset_i) \qquad \text{(II.8)}$$

Où : m = nombre total de tranches.

$\boldsymbol{Ci}$, $\emptyset_i$ = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.Φ,

Le moment moteur est dû à Tn et égal à **Tn**.**R** Par ailleurs :

$T_n = W_n \sin \alpha$

En remplaçant les équations (II.5) et(II.6) dans l'équation (II.3), on obtient l'expression du facteur de sécurité :$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m R(ci \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \emptyset_i)}{W_n \sin \alpha_n}$

Les paramètres 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.

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENUS (1927).cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et,peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraints effectives sur la surface de,glissement. Elle est sure pour des sols homogènes seulement. Comme autres méthodes des tranches dans la littérature scientifique. On retrouve la méthode simplifiée de BISHOP (C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

II.2.3 - Méthode de Bishop:

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

$$F = {}^{T_{max}}/_{T} \qquad \text{(II.10)}$$

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

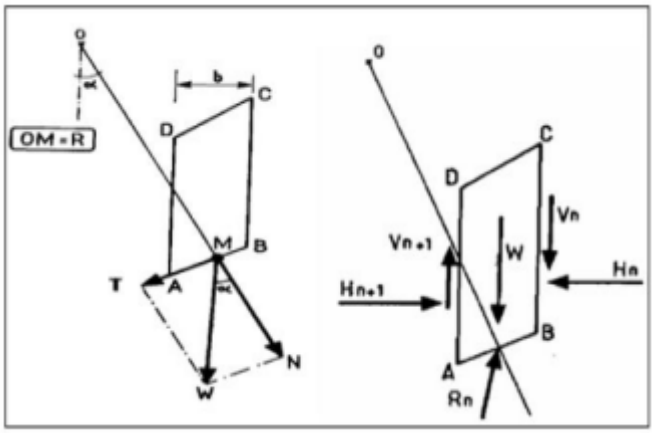


Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.

Méthodes simplifiée de Bishop(1955): Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [15] Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières la surface de rupture est circulaire. les efforts interbranches sont (T = 0) est que

$V_n - V_{n-1} = 0.$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{m=0} W_i \sin \alpha_i} \sum_{n=1}^{m=0} \frac{C'_i . b + [w - U_n b] \tan \varphi'_i}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

a) cas d'un sol cohérent, (saturé) ($\boldsymbol{\varphi} = \mathbf{0}$) :

La formule de Fellenius devient :

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

On remarque que Fs (Fellenius) = Fs (Bishop simplifiée) La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires. Limitations : Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires. Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.

II.2. 4 - La méthode de Janbu simplifiée (1954) :

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) (voir figure II.6). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par [16]

$$F_s = \frac{\sum C' 1+(\sigma-ul)\, tg\varphi')\, \sec\, \alpha}{\sum w\, tg\, \alpha + \sum \Delta E}$$

Ou : sec α = 1/cosα

ΣΔE =E1 − E2 (égale a zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

II.2.5 - Méthode de Janbu généralisée :

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe [16].

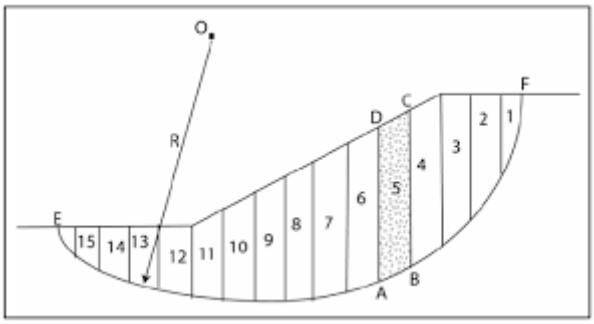


Figure II.6: Représentation des forces sur une tranche.

$$F = \frac{\sum[(C'\, l + (N - ul)\, tg\varphi')\, \sec\, \alpha]}{\sum w - (\, T_2 - \, T_1) tg\, \alpha + \, \sum(\, E_2 - \, E_1)}$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (τ) comme:

$$F_M = \frac{\sum C'\, l + (N - ul)\, tg\varphi'}{\sum w \sin \alpha}$$

En général, cette méthode :

Considère les deux forces inter tranches ;

Suppose une fonction des forces inter-tranches f (x) ;

Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;

Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

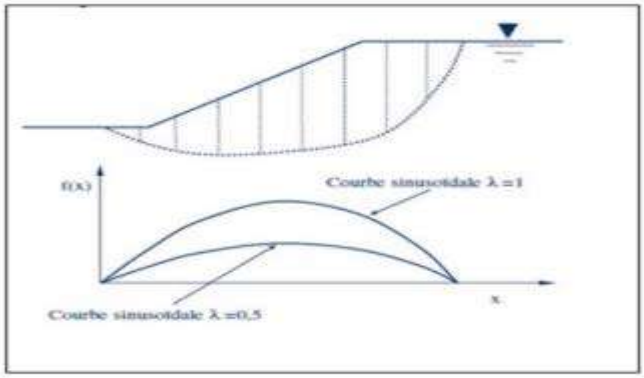


Figure II.7 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.

II.2.7 - Méthode de Spencer [1967]: La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires Spencer a mis aux point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

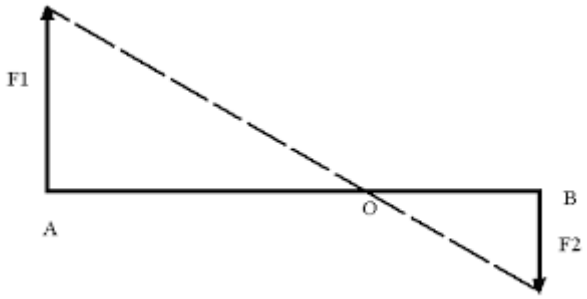


Figure II.08 : Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0$$

$$Q_i = Z_i - Z_{i-1}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles. Qi , Zi , et Zi+1 ont la même direction et Qi est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche.

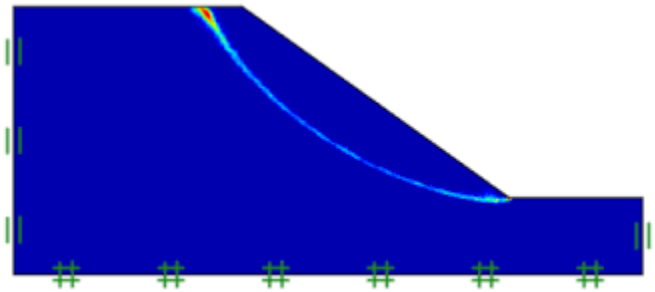


Figure II.09 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation

$$\sum Q(x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta) = 0$$

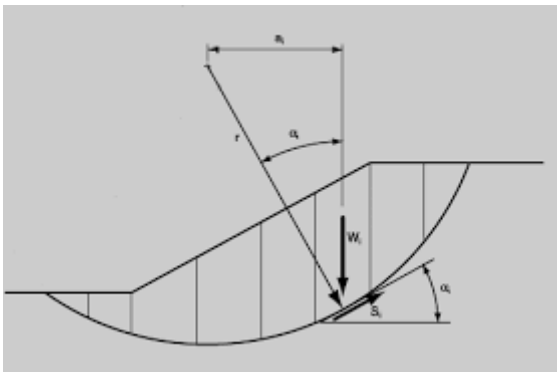


Figure II.10 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER

Après une série de calculs Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\Delta l)\left(\frac{\tan\varphi'}{F}\right)}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\varphi'}{F}\right]}$$

Pour chaque angle, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle ϕ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites. [17]

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec f(x)=0

II.2.8 - La méthode de Sarma (1973) :

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumé comme un processus linéaire de mohr –coulomb expression :

$\tau = c.h + E.tan\theta$

h : Hauteur de la tranche, Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour L'équilibre des forces et des moments soit satisfait. En générale, la méthode de Sarma Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement, Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

II.2.9 - Limitations des méthodes d'équilibre limite :

La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses Supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, montrent que les hypothèses faites n' n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon si significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est Supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements. Le coefficient de sécurité **Fs** est supposé identique en chaque point du plan de glissement. Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non

détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

II.2.10. - Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité. Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus. Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau II.2 : Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

La méthode	Les hypothèses	Les équations	Les inconnus Recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. Respecter l'équilibre de Moment	∑ moments par rapport Au centre du cercle de glissement	Le coefficient de Sécurité
Bishop Simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche,	∑ moments par rappor au centre du cercle de glissement. ∑ des forces dans le sens vertical.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

	mais négliger, l'équilibre horizontal des forces		
	• La surface de rupture est Arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des Forces horizontales et Verticales Négliger l'équilibre de moment	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. des forces dans le sens vertical ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la sur
JANBU 1956	• La surface de rupture Est circulaire; • Les forces intertranches sont parallèles, (c'est-àdire, toutes ont la même inclinaison). La force normale (N) Agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical ∑ des forces dans le sens Horizontal	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des Forces inter-tranches Résultante des forces inter-tranches (Z). Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Spencer	La surface de rupture Est arbitraire Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : Tf (x)E La force normale (N) Agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base. Le coefficient Les forces inter tranche horizontales. Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

II.3 - La méthode des éléments finis :

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

modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.)

modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ; modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ; modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ; modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.). Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants. [18]

II.4 - CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre on constate que les reconnaissances et la structure géologique du site sont très importantes pour entamer une étude de stabilité d'un glissement de terrain.

Par la suite nous avons montré quelque technique de confortement qui sont très nombreuse ainsi les différents types de calcul qui nous permettent de calculer et d'analyser la stabilité des talus

Chapitre III :

Résultats et discussions

I – INTRODUCTION

Dans le cadre du programme neuf pour 2010 sur Routes Nationales, la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Médéa a lancé un appel d'offre national ouvert pour la réalisation des études réparties en 03 lots suivants :

- **Lot 01 :** Etude des glissements sur RN01-01A-18
- **Lot 02 :** Etude des glissements sur RN60A-18B-01-60-64-64A-64B
- **Lot 03 :** Etude des glissements sur RN08-64C

Suite a l'appel d'offre du 04 Juillet 2010, le BET LECACT a été retenu par la DTP de Médéa, suivant le Marché **N°38/BE/2010** pour procéder à l'étude des glissements du **Lot 1**.

L'étude consiste à:

- Traiter les glissements de terrain;
- Etudier les diverses possibilités de traitement et de confortement des glissements;
- la stabilisation des terrains ;
- Réaliser une étude de traitement selon les résultats de la campagne géotechnique menée par le BET ;
- L'étude devra assurer un traitement adéquat et économiquement avantageux
- Le bureau d'études élaborera et éditera les dossiers d'appel d'offres des entreprises pour chaque glissement.

a) Objectifs de l'Etude

Les prestations attendues de cette étude visent à atteindre les objectifs suivants:

- Traitement et confortement des glissements de terrain;
- Réalisation d'une campagne géotechnique par le BET d'un minimum de 02 sondages carottés (max 20mètres de profondeur) par glissement, et 08 à 10 points de pénétromètres par glissement. Ces données peuvent être discutées suite à l'élaboration par le BET, du programme géotechnique et approuvé par le maitre de

l'ouvrage et ce selon la spécificité de chaque site de glissement et son ampleur;

- Elaboration de l'avant projet détaillé et le dossier d'appel d'offres des travaux;

b) Consistance de l'Etude

Le BET s'acquittera de sa mission en étroite collaboration avec la DTP de Médéa qui lui fournira toutes les données et informations relatives à l'étude.

Cette étude se déroulera en une seule phase comprenant:

- L'analyse du site existant des glissements, et l'étude en avant projetsommaire et détaillé avec élaboration du dossier d'appel d'offres (D.A.O).
- L'étude géotechnique (Le recueil et l'analyse des données géotechniques,morphologiques, topographique, du projet).

Le présent rapport géotechnique entre dans le cadre de la **Phase 2**, conformément aux termes de références ci après.

Le rapport concerne l'étude géotechnique du site du **PK72+000 de la Route nationale N°1**, il regroupe les résultats de la campagne de reconnaissance in situ et les résultats des essais de laboratoire.

Rappel des TERMES DE REFERENCES

Phase 1 : Etude topographique détaillée, traitement et interprétation

Le levé détaillé de la surface du glissement de terrain délimitée à un minimum de 100 mètres située à l'extérieur du glissement.

Phase 2 : Etude Géotechnique.

La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique à exécuter sur site et en laboratoire, ainsi que l'interprétation des résultats obtenus.

Phase 3 : Etude de l'Avant Projet Sommaire (APS):

Cette prestation comprend l'étude de stabilité de chaque glissement et les propositions de traitement inhérent à chacun

Phase 4 : Etude de l'Avant Projet Détaillé (APD):

Cette phase traite de l'étude détaillée de la solution retenue. Elle comprenant toutes les pièces techniques qui constituent le dossier d'exécution.

Phase 5 : Etude des contraintes et parcellaire au 1/1000ème

Cette phase met en évidence les levées des contraintes rencontrées et lessolutions possibles, les études parcellaires de l'ensemble des terrains touchés par les solutions envisagées du projet.

Phase 6 : Elaboration et édition des Dossiers d'Appel d'Offres.

Edition des dossiers d'appel d'offres de chacun des glissements et comprend l'établissement des spécifications ainsi que l'ensemble des pièces écrites et graphiques des études géotechniques, APS et APD. Les DAO des glissements doivent être séparés.

Remarque importante :

IL est a signaler qu'un premier rapport préliminaire a été établie en Janvier 2011 et a été transmis à la DTP. Ce rapport renferme l'historique des désordres observés durant la période de Novembre à Janvier 2011.

Toutefois, la visite effectuée sur le site le 28/05/2011 a permit de relever des signes apparents d'évolution de ces désordres. Consécutivement aux forte précipitations enregistrées durant la périodes de Janvier à Mai 2011.* *

- LOCALISATION DU SITE

Le site est situé au Nord d'El-Hamdania au PK 72+000 de la RN 1, proche dulieu dit Tadinart. La figure 1, extraite de « Google », présente le tronçon d'étude.



Figure III.1 : Photo satellite ‘‘Google’’.

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

RN1	X	Y	Alt
PK 72+000	N36 20.394	E2 45.818	395m

II - APERCU GEOLOGIQUE REGIONAL

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l’Atlas tellien et à l’extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développées dans 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 et centrale 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 et des marnes avec les intercalations de grès, parfois les roches sont gypseuses.

- **Crétacé moyen** : Alternances des marnes et des calcaires.

- **Crétacé supérieur** : Comprend les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentées par 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.

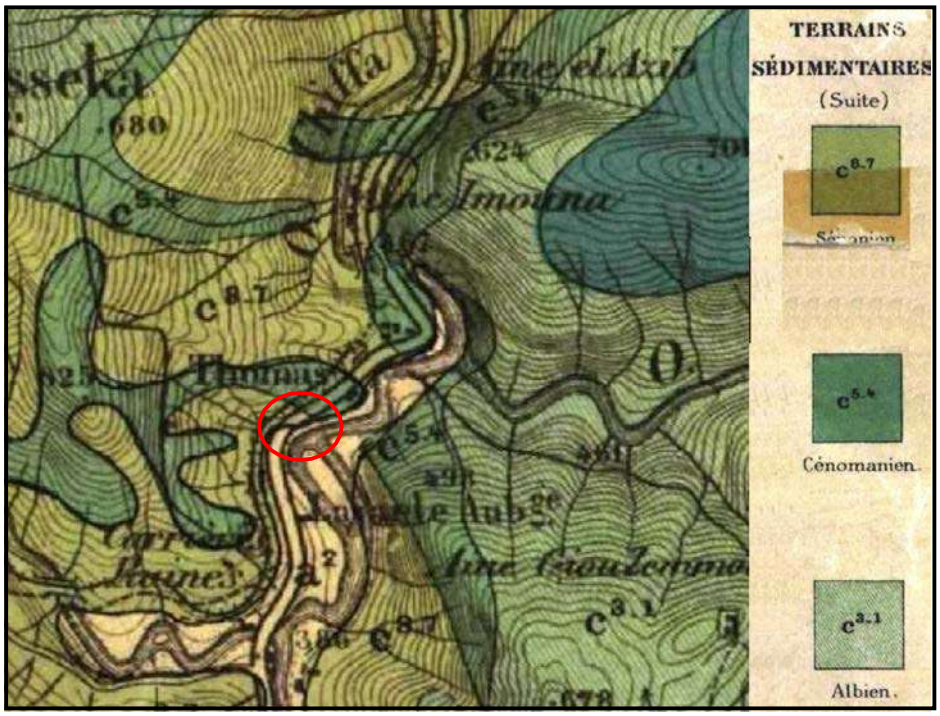


Figure III. 2: Extrait de la carte géologique N°86.

Les principales formations géologiques (figure 2) rencontrées au niveau de la zone d'étude ; appartiennent au crétacé: supérieur (**C^{8-7}**), et moyen **(C^{5-4}).**

- DESORDRES OBSERVES au PK 72+000

Les observations de terrain ont mis en évidence la présence :

- ✓ Des dégradations de la chaussée,
- ✓ Des dépôts de sédiments le long du dalot,
- ✓ D'une zone de stagnations d'eaux en amont de la chaussée,

- ✓ Des désordres affectant le muret situé au dessus de l'entrée de l'ancien dalot.

Dégradations de chaussée :

La figure 3 montre une fissure curviligne colmatée, elle affecte la chaussée sur une longueur de l'ordre de 50 m. La figure 4 montre le faïençage à maille fine qui s'est manifestée le long de la fissure colmatée.



Figure III.3: Fissure colmatée.



Figure III.4 : Faïençage le long de la fissure colmatée.

La figure 5 montre un début d'affaissement le long de la fissure colmatée.



FigureIII.5 : Affaissement le long de la fissure colmatée.

Désordres affectant le muret en maçonnerie amont :

La figure 6 montre les ruptures des joints avec départ des moellons, et une légèreinclinaison du mur situé au dessus de l'entrée de l'ancien dalot.

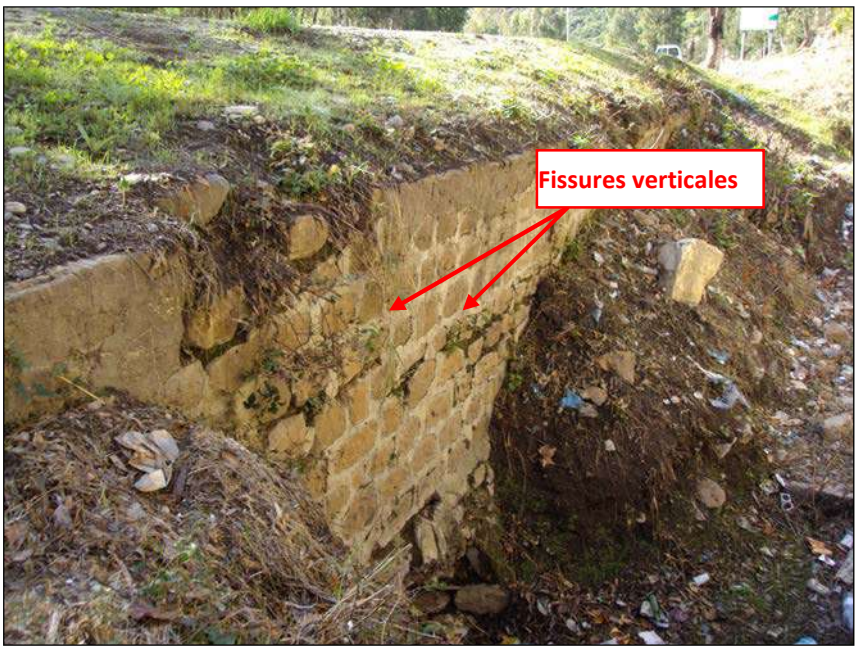


Figure III.6: Rupture des joints du mur en maçonnerie à l'entrée du dalot.

La figure 6 montre les dépôts de remblais et déchets à proximité de l'entrée du dalot. Ces

dépôts seront entrainés et charriés par les eaux de ruissellement lors des fortes chutes de pluies.

Désordres affectant le dalot

Historique du dalot :

Le dalot : ou collecteur transversal, est constitué d'une partie ancienne, et une partie récente. Le dalot draine les eaux de ruissellement du bassin versant amont, les eaux drainées se jettent dans l'oued Chiffa.

La construction de la partie ancienne du dalot remonte vers les années 1950, ellea été réalisée en maçonnerie de section ovoïde (fer à cheval), sa longueur est de l'ordre de 10m. La deuxième partie de l'ouvrage a une section rectangulaire, elle a été construite vers 1984; lors des travaux d'élargissement de la RN1. Ladeuxième partie de l'ouvrage comporte une dalle en BA reposant sur les murs en maçonnerie.

Les figures 7 et 8 montrent les dépôts de sédiments et déchets qui ont obstrué l'entrée et la sortie de l'ouvrage. Les observations ont mis en évidence une obscurité totale qui règne à l'intérieur du dalot (absence de lumière), ce qui laisseà penser que le dalot est complètement obstrué par les sédiments. Probablement, les eaux de ruissellement s'infiltrent à travers le joint (jonction) entre la partie ancienne et la partie récente.



Figure III. 7: Dépôts de sédiments et déchets à la sortie du dalot.



Figure III. 8: Dépôts de sédiments et déchets à l'entrée de l'ancien dalot.

Zones de stagnations des eaux pluviales

La figure 9 montre la zone de stagnations des eaux de ruissellement, la zone est située en amont de la route, non loin de l'entrée de l'ancien dalot. Cette zone de stagnation, si elle perdure, elle risquerait d'engendrer des désordres au niveau du mur de soutènement de la voie ferrée.



Figure III.9 : Zone de stagnations des eaux pluviales.

Visites du 28/03/11 et du 07/04/11:

La visite effectuée sur site le 28/03/11, a mis en évidence le colmatage des zones faïencées. Les travaux de colmatage réalisés laissent à penser que les zones faïencées ont évolué vers un stade ultime.

La visite du 07/04/11 effectuée à l'intérieur du dalot; suite aux travaux de curage réalisé par l'administration, a permis de constater : des désordres :

- ✓ L'ouverture du joint (jonction) de liaison des deux parties du dalot
- ✓ La présence d'humidité le long des parois du dalot.

La figure 10 montre les armatures dénudées corrodées, l'ouverture du joint entre la partie ancienne et la partie récente.



Figure III.10 : Ouverture du joint séparant les deux parties du dalot.

La figure 11 montre les traces d'humidité entre les moellons, elles témoignent de la présence d'eaux infiltrées le long des parois du dalot.



Figure III. 11 : Présence d'humidité entre les moellons.

IV - CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Remarque

La visite du site, effectuée le 31/08/2010 en présence des responsables de: ADE, ALGERIE TELECOM, d'AEP, a permis de localiser les réseaux existants de part et d'autre de la chaussée (figure 10).

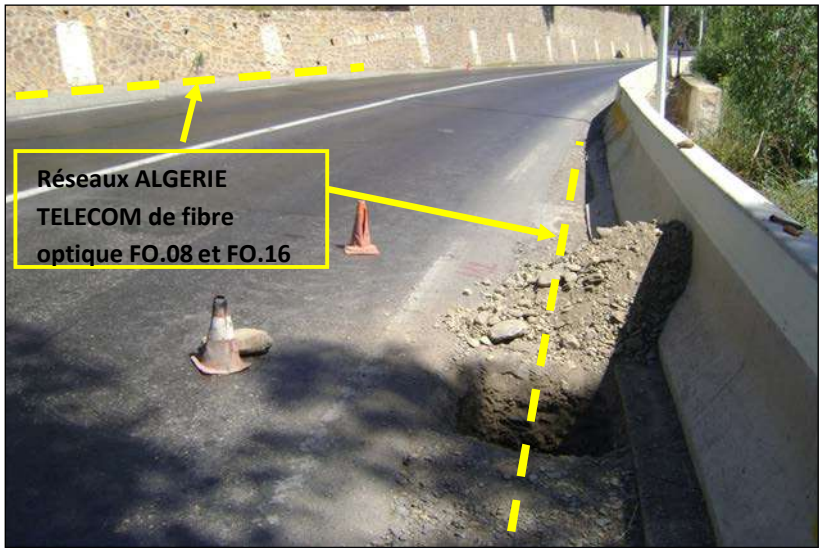


Figure III.12: Localisation des réseaux.

A la lumière de différentes visites effectuées sur site, et au vu des risques d'accident de la route (trafic routier important), la campagne de reconnaissance réalisée par BET LECACT a consisté en la réalisation de :

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

- **2 sondages carottés** (SC1, SC2).

Les sondages ont atteint les profondeurs de 15m chacun par rapport au TN, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le site. Les sondages ont permis de connaitre la nature des sols traversés et de faire des prélèvements des échantillons intacts pour des fins d'analyses en laboratoire.

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

-

- Essais d'identification physiques :

-Teneur en eau naturelle (W_N)

-Masse volumique à l'état humide et sec (γ_d, W_L, I_P)

-Granulométrie

-Plasticité

- Essais Mécaniques :

-Cisaillement à la boite

-Compressibilité à l'œdomètre

L'implantation des sondages et essais de pénétration est reportée le plan généraljoint en annexe (A-1).

IV – 1 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

IV – 1-1 Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N_{dh} nécessaires pourobtenir un enfoncement h de 20 centimètres. La résistance du sol est déterminéeà partir de la formule des Hollandais ci-dessous, selon la norme NFP 94-115. Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

$$q_d \quad \frac{M^2}{A.e^{(M+P)}}$$

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), $e= h/N_{dh}$.

A= aire de la section droite de la pointe du pénétromètre dynamique [m^2].

q_d : Résistance de pointe dynamique [Bars];

Les neuf (9) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

IV – 1-2 Résultats obtenus :

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

TableauIII.1: Valeurs des refus.

N° d'essai au pénétromètre	**P1**	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
Profondeur de refus en m	0.4	0.4	0.4	5.8	7.8	6.4	6.8	5.4	5.8

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

Les graphes d'essais pénétromètriques sont joints en annexe (A-2).

V - 2 SONDAGES CAROTTES

Les sondages carottés SC1 et *SC2* ont été fin Mars 2011. Ils ont atteint desprofondeurs de 15 m, ils ont atteint le substratum marneux.

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

0.00-0.50 m Stérile

0.50-3.50 m Argile chargée de galets et de cailloux

consistante brune3.50-4.50 m Alluvions d'oued (galet cailloux et sable)

4.50-5.00 m Argile caillouteuse peu

consistante brune5.00-6.00 m Argile marneuse consistante

brune

-8.00 m Alluvions d'oued (galet cailloux et sable)

8.0- 12.0 m Argile chargée de galets et de cailloux consistante

Argile marneuse consistante brune chargée de galet caillouxet de sable



Figure III. 13: Réalisation du sondage SC1.

La succession lithologique de la coupe du sondage *SC2* (en annexe) est décritcomme suit :

0.00-0.50 m	Stérile
0.50-7.50 m	Alluvions d'oued (galet cailloux et sable)
7.50-8.20 m	Argile sableuse consistante brune
8.20-10.0 m	Pélite consolidée brune
10.0-15.0 m	Argile sableuse peu consistante brune



Figure III. 14: Réalisation du SC2.

IV - 3 ESSAIS DE LABORATOIRE V –

3.1 But :

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

Deux types d'essais de laboratoire sont prévus:

a) Essais physiques :

Ils permettent la détermination des valeurs des paramètres physiques essentiels pour l'identification et la classification des matériaux. Pour chaque type d'essai,il est prévu 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 des caractéristiques mécaniques, en l'occurrence la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (**φ**) des matériaux.

Les essais ont été réalisés principalement sur les couches susceptibles de glisser (ou tasser). Les types d'essais à réaliser sont :

- **Essais de cisaillement à la boite** : Pour la détermination de la cohésion et l'angle de frottement. Les essais seront réalisés sur les échantillons paraffinés. Il est prévu 3 à 4 essais, selon l'homogénéité des sols.

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

V – 3.2 Description des essais de laboratoire

V- 3.2.1 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 leur dimension. La courbe granulométrique, c'est une représentation graphique donnant :

- En ordonnée arithmétique, le tamisât cumulé (**%**),
- En abscisse logarithmique, le diamètre des grains (**mm**).

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

b) **Teneur en eau w**:

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

L'essai se fait par pesées : 2 pesées avant et après étuvage à 105 °C, selon 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'un sol. L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau (**WL**) pour laquelle une rainurepratiquée dans un sol placé dans une coupelle se ferme après un certain nombre de chocs.

- Recherche de la teneur en eau (**WP**) pour laquelle un rouleau de sol, se fissure. L'indice de plasticité **Ip** = **WL – WP.**

L'essai se fait selon la norme **NF P 94 – 051**.

e) ***Teneur en carbonate $CaCO_3$*** **:**

Par convention, la teneur en carbonate d'un matériau est le rapport entre la massede carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec. L'essai se fait dans des conditions de température et de pression connues (norme **NF P 94 –048**).

V – 3.2.2 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. Les essais se font selon des conditions et les objectifs visés. Les conditions d'essais sont :

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

a) ***Appareil de cisaillement direct*** :

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

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

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

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

b)Essai œdométrique :

Le principe de l'essai œdométrique permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformation transversale nulle) et de mesurer sa variation **ΔH** de hauteur **H**. Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

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

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

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

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

IV – 3.3 Résultats obtenus

Les tableaux ci après, regroupe les résultats obtenus au laboratoire. Les essais ontété réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches de terrain rencontrées dans les sondages carottés.

Tableaux III. 2: Récapitulatif des caractéristiques physiques.

RN1 au PK72+000		**Nature**	**Caractéristiques physiques**								
Echantillons										Granulométrie	
profondeur			Wn (%)	γ (kN/m³)	γd (kN/m³)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	Ic (%)	2mm (%)	80µm (%)
SC1 aval	0,5/3,5	Argile limoneuse	-	-	-	-	35	18	-	95	73
	3,5/4,4	Alluvion d'oued	-	-	-	-	-	-	-	30	8
	5,0/6,0	Argile marneuse	17,5	20,2	17,1	81,7	49,5	25	1,28	100	83
	6,0/8,0	Alluvion d'oued	-	-	-	-	-	-	-	40	8
	12,0/15,0	Argile brune	13,2	20,8	18,3	75	40,5	20	1,36	97	80
SC2 amont	0,5/7,5	Alluvion d'oued	-	-	-	-	-	-	-	39	9
	7,5/8,2	Argile sableuse	18,5	20,5	17,2	87,6	42	20	1,17	98	78
	8,2/10,0	Pélite consolidée	-	22	-	-	-	-	-	-	-
	10,0/15,0	Argile sableuse	12,3	20,8	18,5	72,3	48	23	1,5	95	75

Tableau III.3: Récapitulatif des caractéristiques chimiques et mécaniques.

RN1 au PK72+000		**Caractéristiqu eschimiques**	**Caractéristiques mécaniques**				
Echantillons			Cisaillement		Compressibilité		
profondeur		CaCO3 (%)	Cuu (bar)	ϕ_{UU} (°)	σ_C (bar)	Cc(%)	Cg(%)
SC1 aval	0,5/3,5	8,3	-	-	-	-	-
	3,5/4,4	4,2	-	-	-	-	-
	5,0/6,0	-	0,57	15	1,74	18	-
	6,0/8,0	-	-	-	-	-	-
	12,0/15,0	25,4	0,45	19	1,72	17	-
SC2 amont	0,5/7,5	-	-	-	-	-	-
	7,5/8,2	10,5	0,35	17	2,06	17,8	3,9
	8,2/10,0	-	-	-	-	-	-
	10,0/15,0	8,6	0,32	18	1,8	15,5	3,5

IV- 4 EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

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

- Fissure affectant la chaussée, elle correspond approximativement à la jonction: chaussée ancienne-chaussée récente. Les colmatages réalisés à différentes périodes, témoignent de l'évolution des désordres

- Zone de stagnations d'eaux en amont de la chaussée,
- Des ruptures des joints de moellons du muret situé au dessus de l'entrée de l'ancien dalot.

- Rupture le long de la jonction des deux parties du dalot
- La présence d'humidité le long des parois du dalot.

2) Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 5.4 m à 7.8 m, Cependant, les faibles profondeurs enregistrées le long de l'accotement,sont liées à la présence de cailloux et blocs de la couche de remblai.

3) Les deux sondages carottés réalisés, ont mis en évidence:

- **Couche 1** : Remblai constitué d'alluvions d'oued, son épaisseur varie de 3.50m à 5.00m.

- **Couche 2** : Alternance de bancs gréseux durs et de lits marneux de couleur brunâtre. Cette formation constitue le substratum.

4) Les essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés des couches d'alluvions et les couches d'argiles à marneuses. Les échantillons d'alluvions appartiennent à la classe B, c'est-à-dire des graves limoneuses non plastiques (WL= 35, IP= 18%). Les échantillons d'argiles et de marnes, sont denses, ils présentent des teneurs en eau variant de 12.3% à 18.5%, correspondant à des degrés de saturation 72%□Sr□87.6%, ces valeurs caractérisent des sols humides. Ils sont moyennement plastiques :42%□**WL**□49.5%, 20%□**IP**□25%. Les valeurs de taux de carbonate **8.3%≤$CaCO_3$≤25.4%**, montrent qu'il s'agit des argiles marneuses.

5) Les argiles marneuses sont caractérisées par des valeurs de la cohésion variant **0.32 bar≤C≤0.57** et des valeurs de l'angle de frottement **15°≤φ≤19°.**

6) Les essais œdométriques réalisés sur les échantillons d'argiles marneuses ont donné des valeurs de la pression de consolidation variant de 1.72 bar à 2.06 bar

et des indices de compression 15.5%□Cc□18%, ces valeurs montrent que lessols sont sur consolidés faiblement compressibles.

7) Sur les figures 15 et 16, sont représentés schématiquement l'ancien tracé enjaune et le nouveau tracé en rouge.

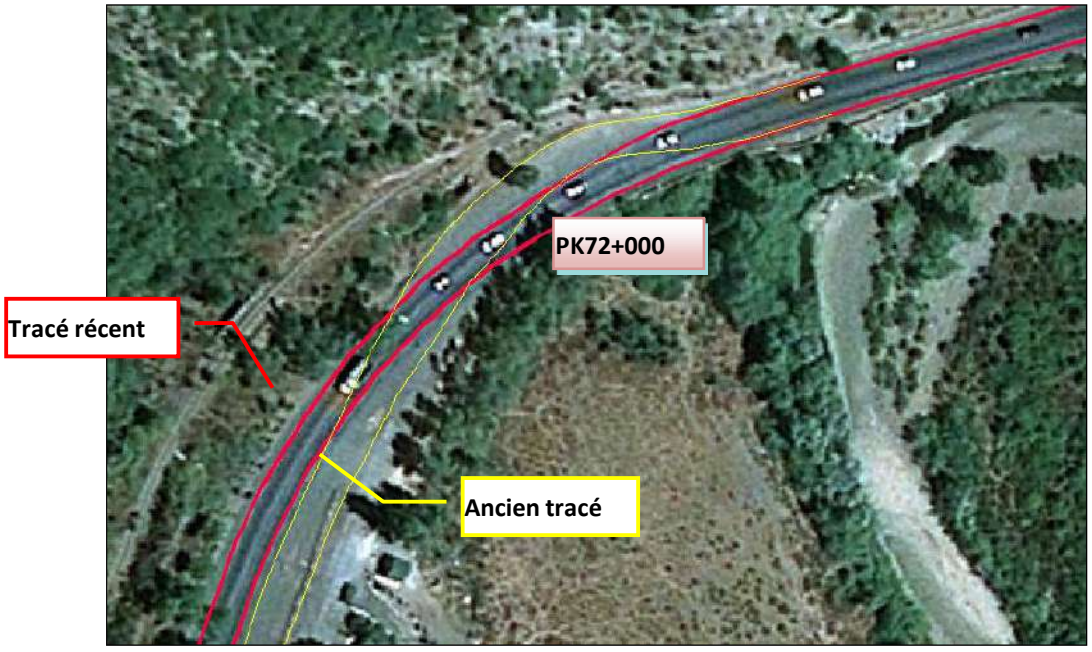
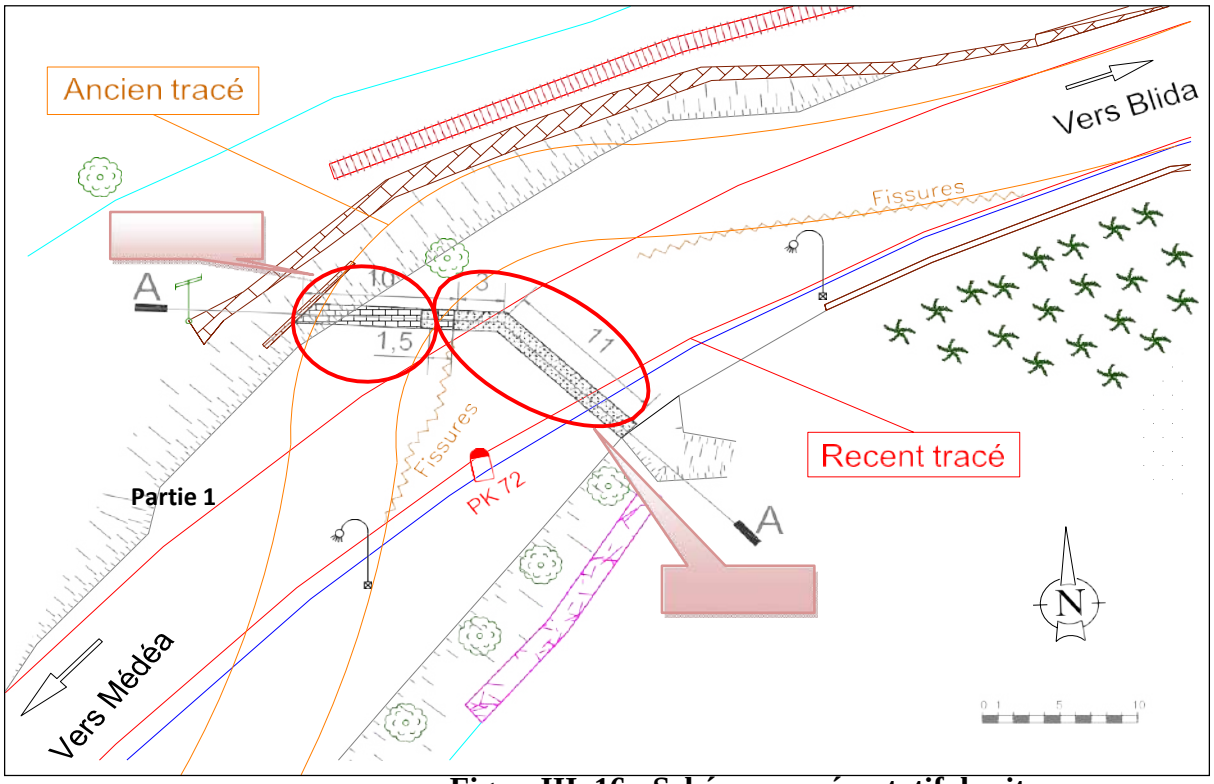
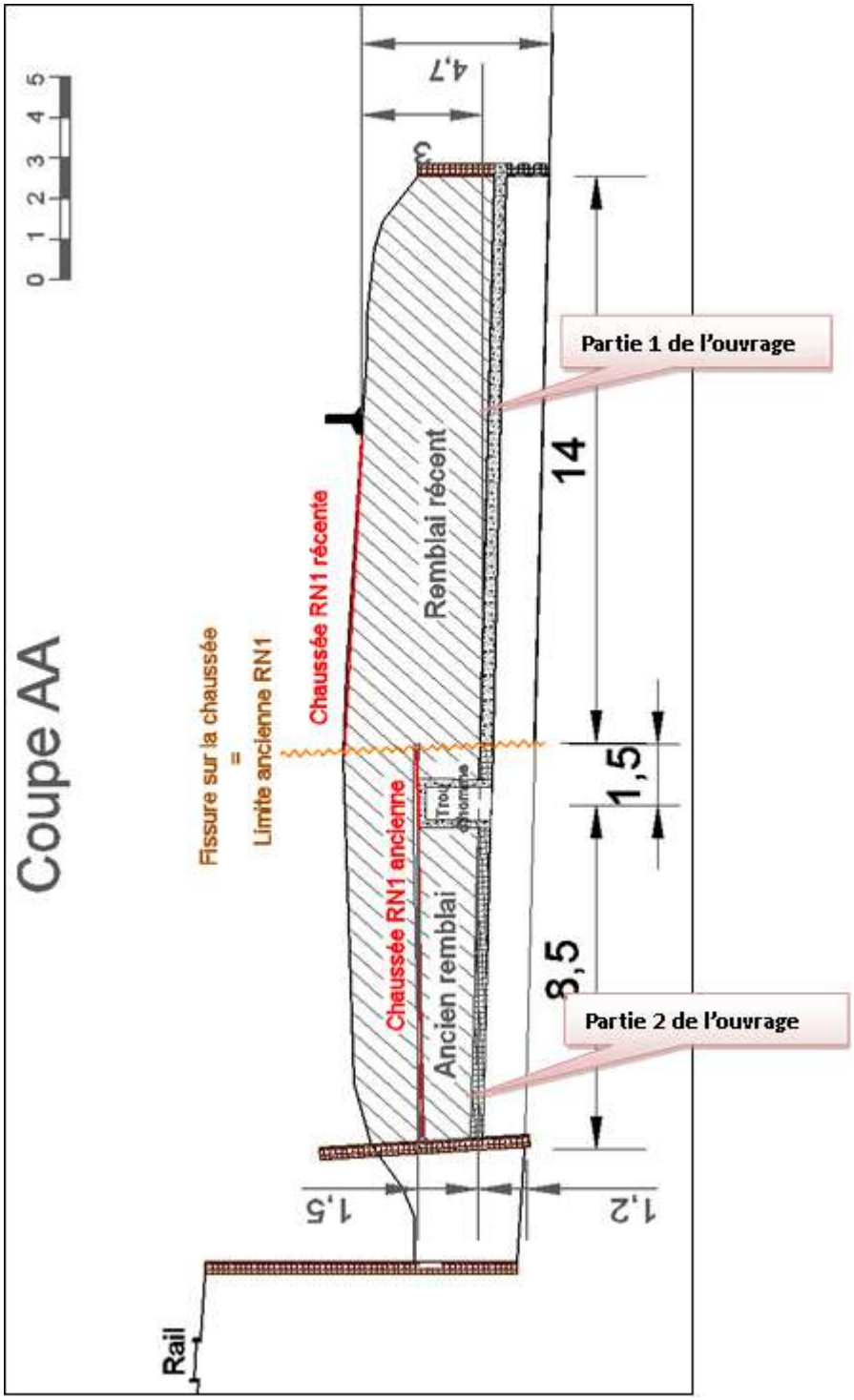


Figure 15 : Photo GOOGLE du site.

Remarque : **La fissure observée sur la chaussée correspondantapproximativement à la partie courbe (clotoide) avale de l'ancienne chaussée.**



FigureIII. 16 : Schéma représentatif du site.



figureIII.17: illustre la coupe A-A, qui suit l'axe de l'ouvrage existant sous la chaussée.

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

- Rupture affectant la chaussée ; elle correspond à l'interface (jonction) chaussée ancienne-chaussée récente.

- Rupture du joint de liaison des deux parties du dalot (ancien,nouveau),

- Présence d'humidité le long des parois du dalot,
- Ruptures de joints du muret situé en tête du dalot ancien,
- Zone de stagnations
- des eaux de ruissellement à proximité del'entrée de l'ancien dalot,

- Les réparations répétées (colmatage) sur la chaussée, témoignent de l'évolution des désordres.

2) Les sondages carottés ont mis en évidence une couche de remblai d'épaisseur variant entre 3.50m à 5.00m reposant sur un substratum à facies flysch (alternances de bancs gréseux durs et de marnes indurées.

3) La partie ancienne du dalot repose sur le substratum.

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

- A la présence de remblai: la partie récente (dalot, chaussée) repose sur du remblai.L'état obstrué du dalot (voire inefficace),

- Aux infiltrations des eaux de ruissellement.

CHAPITRE IV :

ETUDE DE STABILITE

IV.1 Introduction :

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur a permis de chercherdes solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Logiciels de calcul utilisé dans cette étude et présentés ci-après est fondé sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes.

IV.2.Présentation de logiciel TALREN :

IV.2.1.Définition :

TALREN est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Ce logiciel est utilisé pour obtenir les résultats destabilité avant la réalisation et pour découvrir les techniques de renforcement les moins chers et plus stable.

Le Logiciel **TALREN** permet d'étudier :

- les pentes naturelles,
- les pentes de déblais/remblais,

les ouvrages en terre

IV.2.2.différents types de renforcements :

- tirants précontraints,
- clous,
- pieux et micropieux,

- géotextiles,
- géogrilles,
- Terre armée et bandes en polymères [17].

IV.2.3.Les fonctions du calcule :

Les principaux types de données :

- Géométrie.
- Caractéristiques des sols.
- Surcharges.
- Renforcements.
- Conditions hydrauliques.
- Accélérations sismiques.
- Coefficients partiels.
- Options de calcul

IV.3 .Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4 :

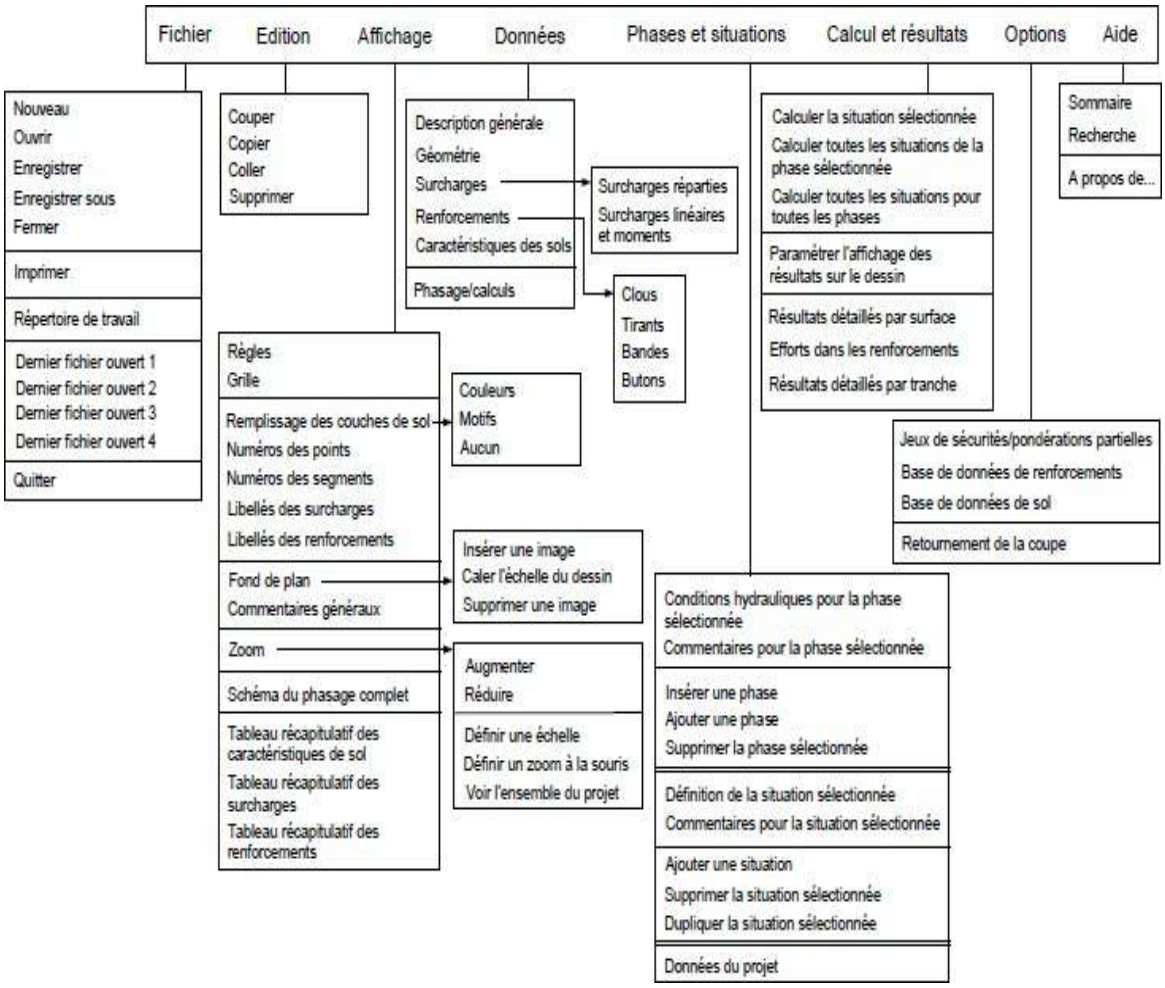


Figure IV. 1. Plan de fonctionnement de logiciel TALREN 4

IV.4.Paramètres de la rupture de glissement :

Les paramètres mécaniques :

Tableau III.4. Les caractéristiques su sols.

SOL	C (Kpa)	φ (°)	γ (kg/m3)
Ancien remblai	20	30	19
Remblai recent	5	25	19
Argile	57	15	20.20
Argile sableuse	35	17	20.50
Argile marneuse	32	18	20.80
Remblai specifique	5	35	19

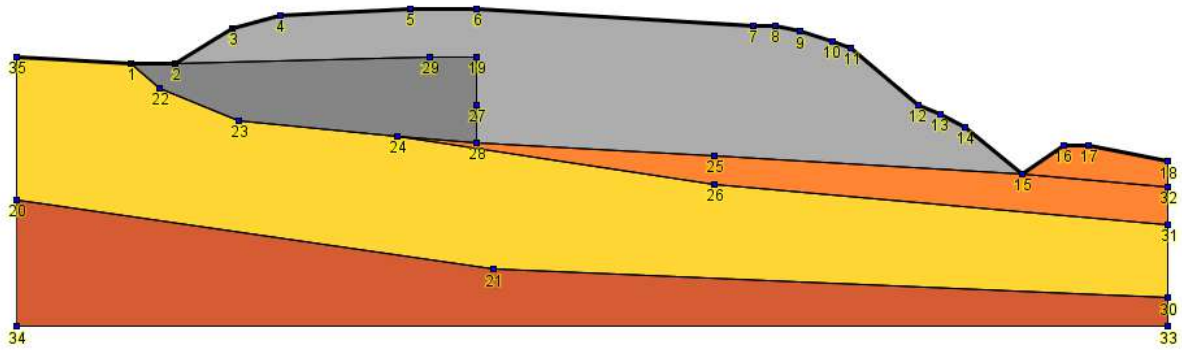


Figure IV.2. La géométrie du talus avec les différentes couches.

Vérification de la stabilité à l'état initial *:*

On va vérifier la stabilité de talus à l'état initiale dans les cas le plus défavorable (avec la présence d'eau et avec l'action sismique).

IV.3.1. Calcule les composantes (horizontale et verticale) :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003), la wilaya de Médéa est classées zone « IIb » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne A=0.3g.

Donc:

Ah/g=0.5*A => Av/g=0.5*0.3 =0.15

Av/g=0.3*Ah/g => Av/g=0.3*0.15=0.0375

Alors L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélérations

sismiques qui sont Ah/g=0.15 pour la composante horizontale et Av/g=0.0375 pour la composante verticale.

Résultats et interprétation des calculs avant le confortement :

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

Simulation 1 :

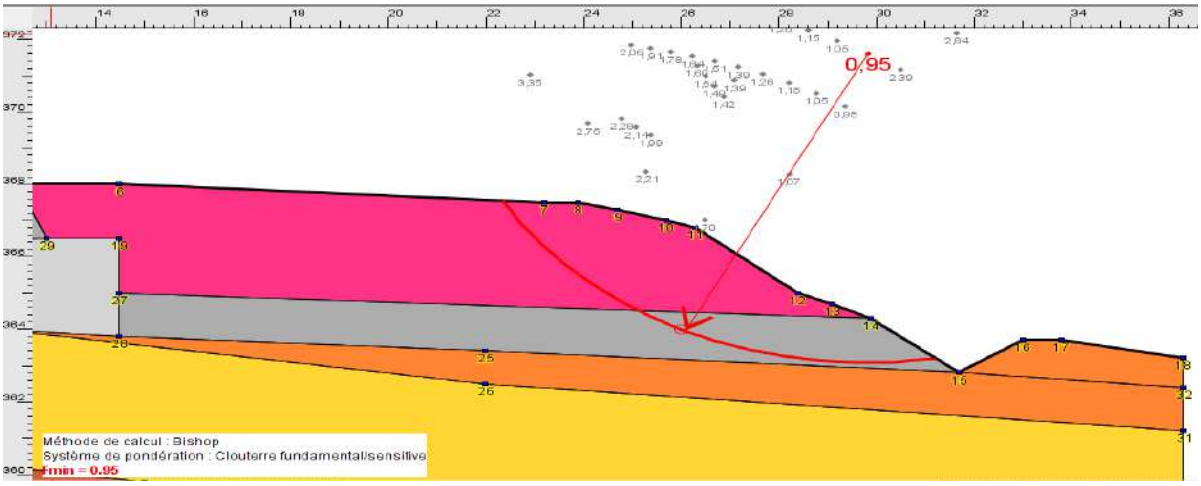


Figure IV.3. Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et sans séisme.

Après la modélisation numérique on a remarqué que le facteur de sécurité est inférieurau coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.95 < 1.3 donc le talus est instable.

Simulation 2 :

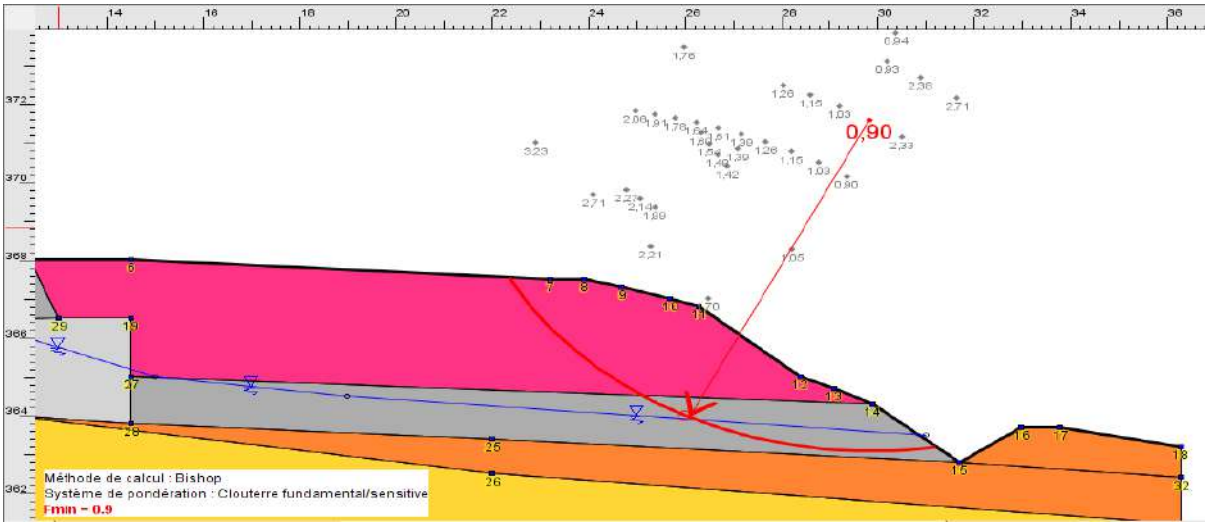


Figure IV.4. Présentation du facteur de sécurité avec la nappe et sans séisme.

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.90 < 1.3 donc le talus est instable.

Simulation 3 :

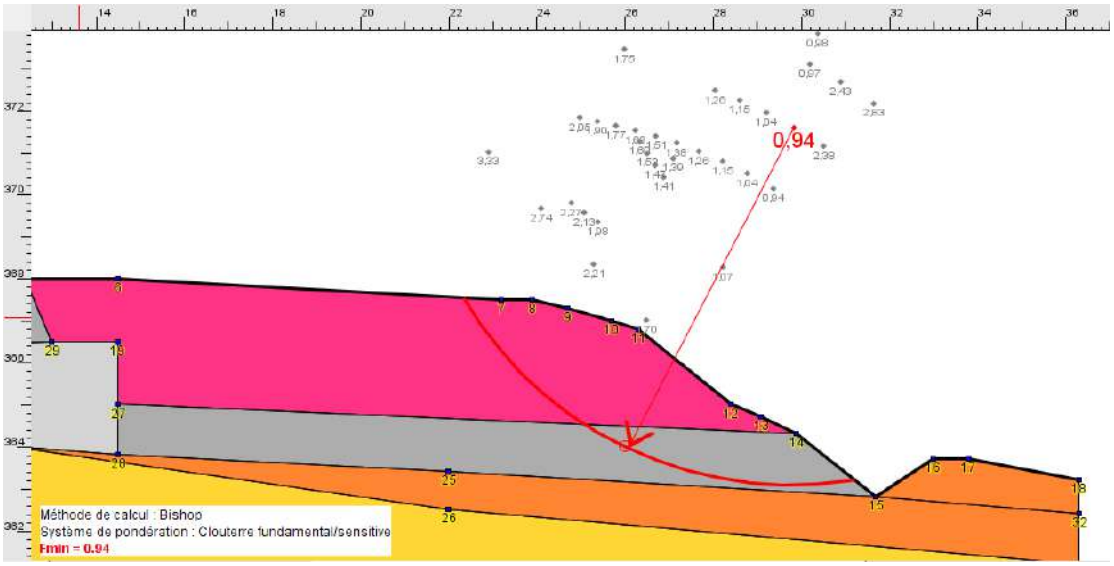


Figure IV.5. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme.

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.94< 1 donc le talus est instable.

Simulation 4 :

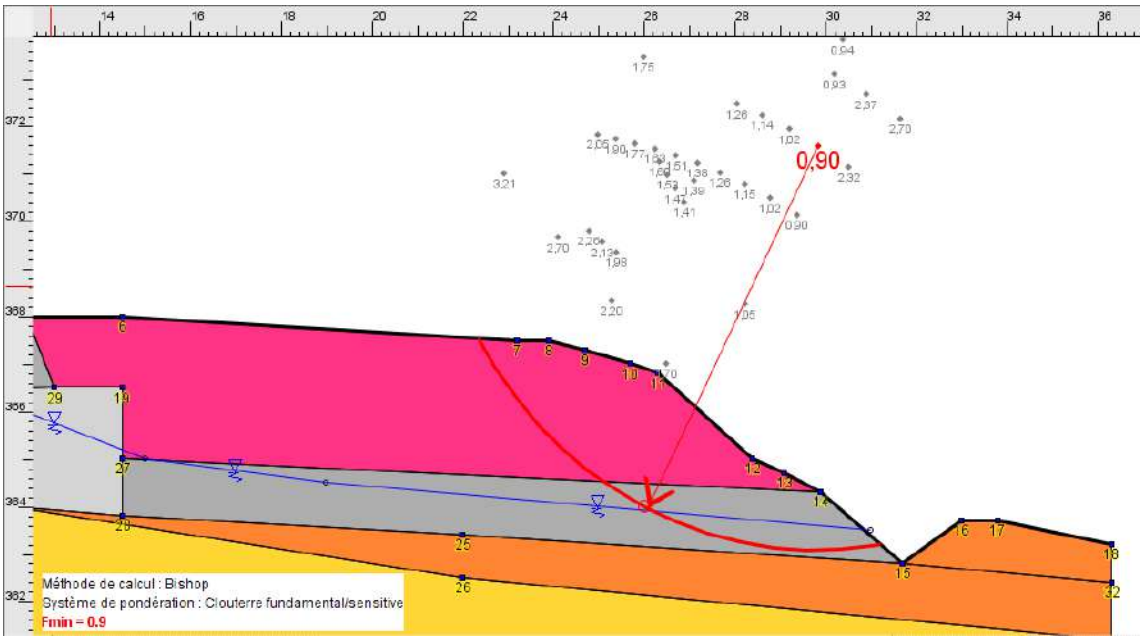


Figure IV. 6. Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme.

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.90 < 1 donc le talus est instable.

- **Conclusion :**

Après la modélisation numérique et vérification de la stabilité du talus, nous avons constaté que les valeurs obtenues du coefficient de sécurité sont inferieur aux valeurs admissible, ce qui indique que le talus est en état d'instabilité et nécessité de réalisation d'un confortement.

Solution de confortement :

En s'appuyant sur l'observation visuelle de glissement (géométrie, hauteur, envergure, escarpement) et sur l'analyse numérique avant le confortement, la solution retenue consiste à purger toute la zone glissante et de reconstruire avec un massif renforcé par géotextiles .

Selon les recommandations d'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre et en utilisant le logiciel de calcul TALREN4, on détermine le nombre, la résistance, la longueur et les espacements des nappes géotextiles, ainsi les caractéristiques géotechniques du matériau de remblai et la géométrie de l'ouvrage.

Les caractéristiques géotechniques du remblai mis en œuvre sont les suivants :

- Cohésion : c=5kpa
- Angle de frottement : Ø= 25°
- Poids volumique : γ=19kN/m^3

Les matériaux posés en couches horizontales entre chaque passe de compactage conviendt'être un gravier de fraction 15/25, ou un TVO propre.

- Les caractéristiques des TVO, sont :
- D_{max}<100 : matériaux lavés de classe 0/40
- Equivalent de sable : ES>50.
- Passant à 80microns <5%.

Résultats et interprétation des calculs après le confortement :

Simulation 1 :

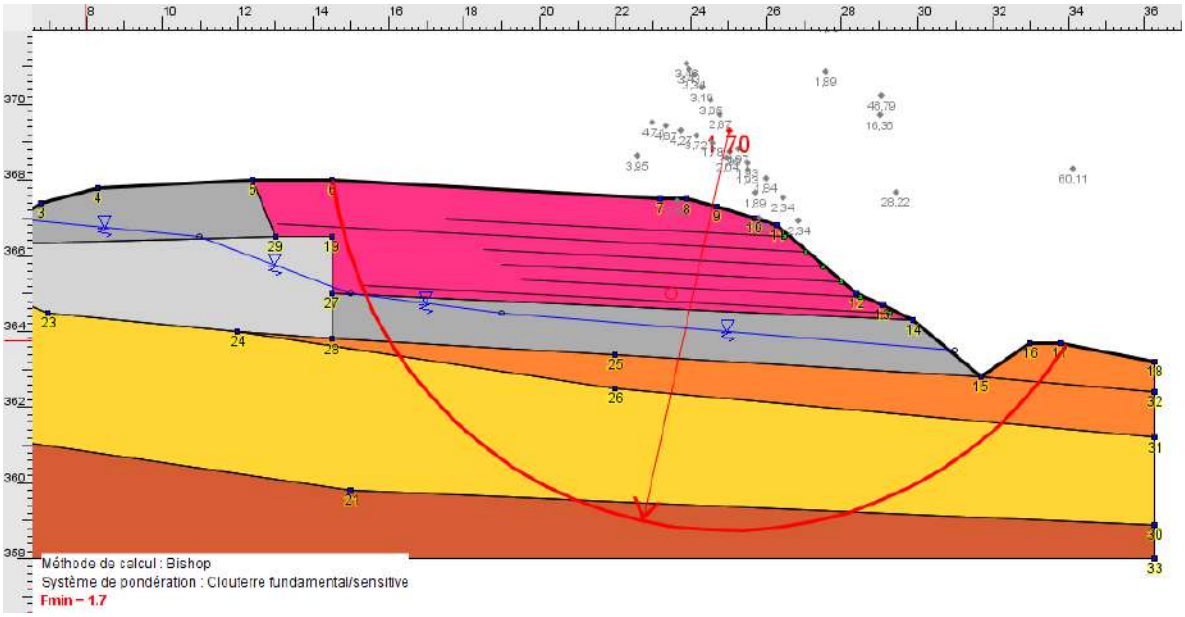


Figure IV.7. Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1. 70> 1 donc le talus est stable.

Simulation 2:

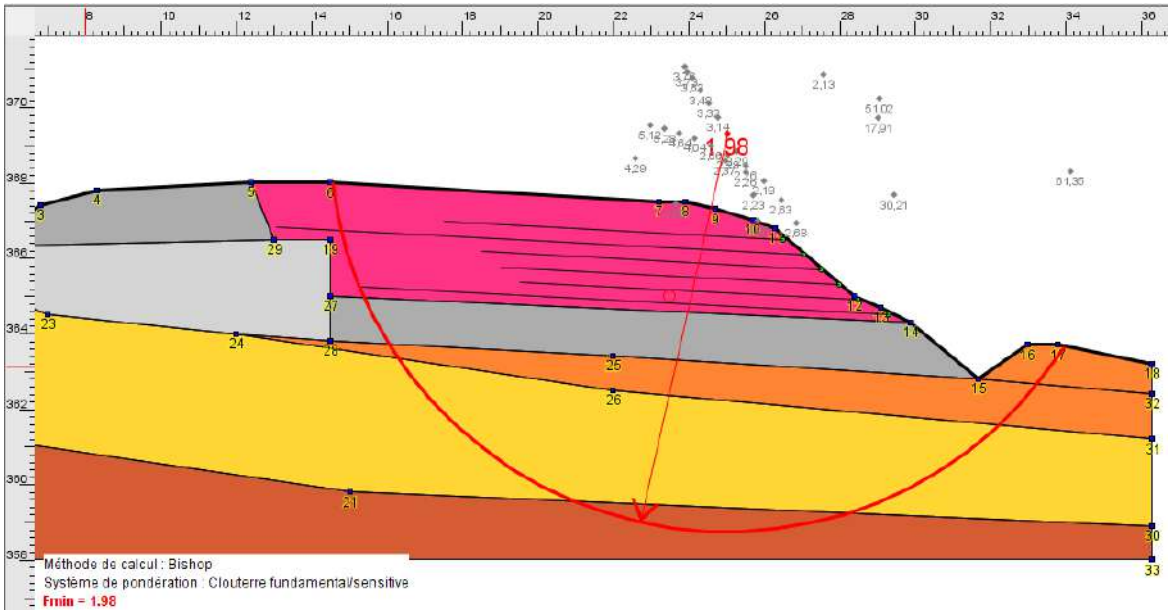


Figure IV.8. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et sans séisme

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité a augmente et devenu supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.98 > 1 ; donc le talus est stable

Simulation 3 :

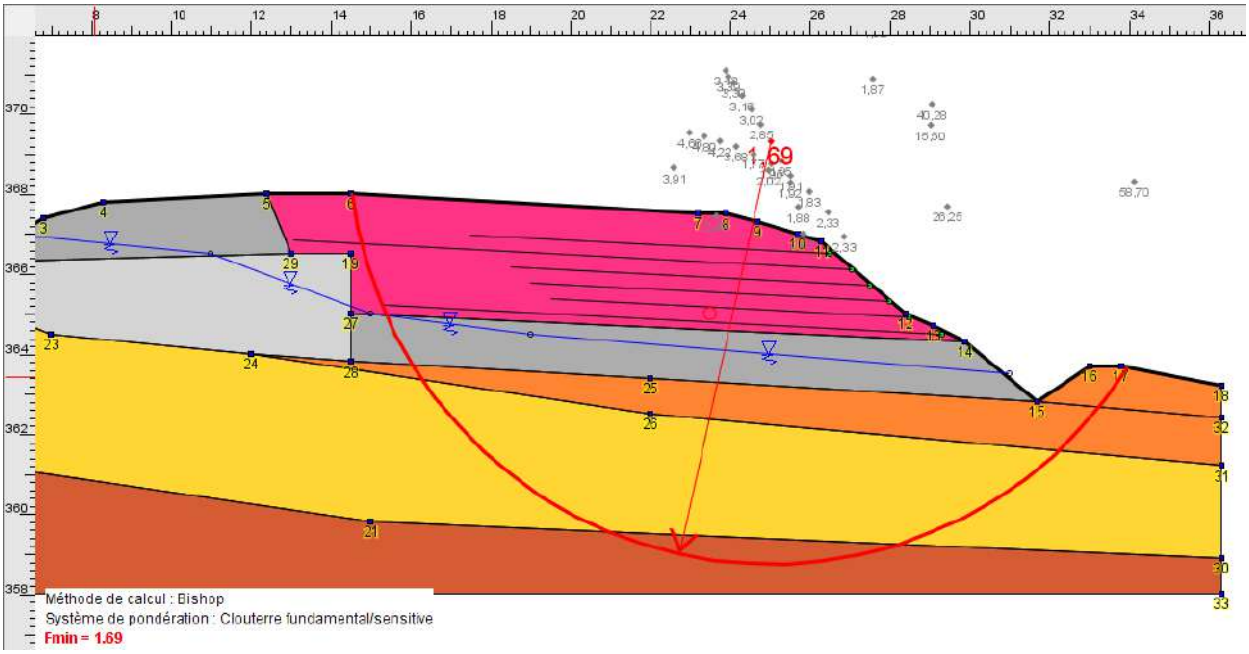


Figure IV.9 . Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme .

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité a augmente et devenu supérieur au coefficient de sécurité admissible, F_S= 1.69 > 1 ; donc le talus est stable.

Simulation 4 :

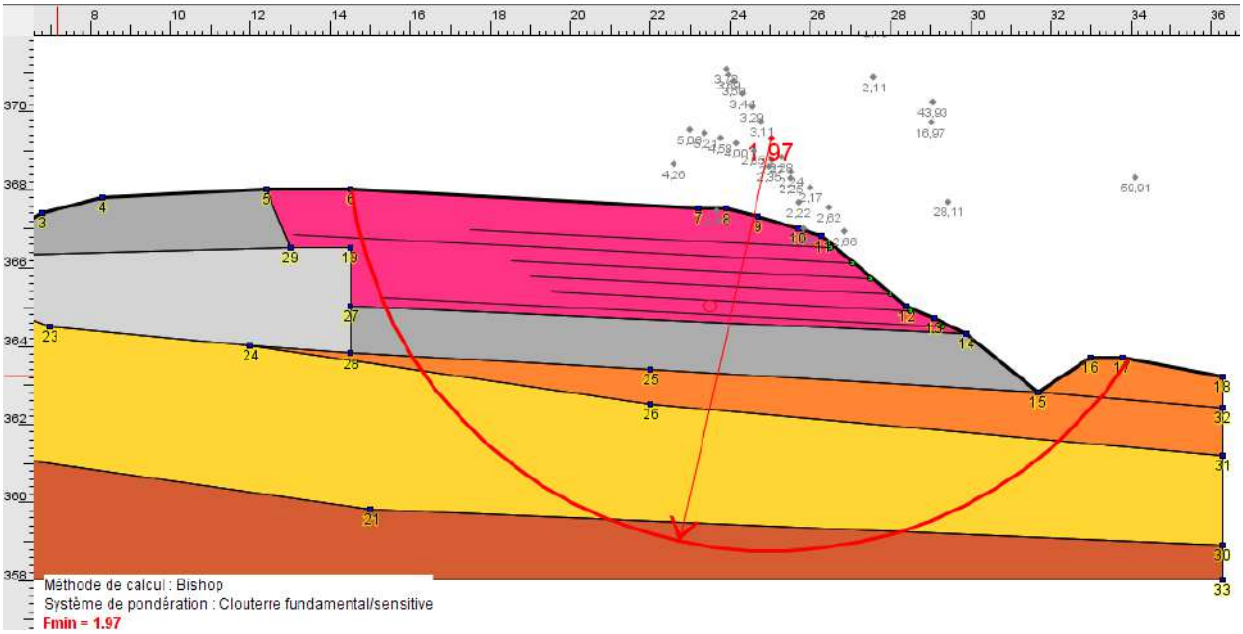


Figure IV.10. Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme.

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité a augmente et devenu supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.97> 1 ; donc le talus est stable

Conclusion :

La modélisation numérique est un outil pour faciliter les études géotechnique, dans notre cas on a étudié un glissement, et on a conclu qu'il faut opter pour une technique de renforcement avec les géotextiles pour laquelle, et après modélisation, le facteur de sécurité devient supérieur au coefficient de sécurité admissible; donc on peut conclure de l'efficacité de notre choix. Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.99 avant le confortement (sans la présence d'eau et sans action sismique); Après le confortement Fs est 1.82.

Conclusion

CONCLUSION

La modélisation numérique est un outil pour faciliter les études géotechnique, dans notre cas on a étudié un glissement, et on a conclu qu'il faut opter pour une technique de renforcement avec les géotextiles pour laquelle, et après modélisation, le facteur de sécurité devient supérieur au coefficient de sécurité admissible; donc on peut conclure de l'efficacité de notre choix. Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.99 avant le confortement (sans la présence d'eau et sans action sismique); Après le confortement Fs est devenu égal à 1,82.

Après la modélisation numérique et vérification de la stabilité du talus avec le renforcementpar géotextiles. On a constaté l'augmentation des valeurs de facteur de sécurité, Les valeurs sontacceptables ce qui prouve que la technique de confortement adoptée a réussi.

En outre, la présente étude peut être étendue en considérant plusieurs combinaisons entre différentes situations (avec ou sans eau ; avec ou sans séisme), a savoir la variation paramétrique telles que l'inclinaison des talus à analyser, leurs hauteurs, la nature des matériaux les constituant, etc., … Ceci permet, comme acquis, l'approfondissement de l'analyse de la stabilité dans le but de bien exploiter les méthodes et les outils en vigueurs tout en parvenant à joindre, dans de telles études géotechniques, l'utile et l'agréable à savoir la sécurité et l'économies lors de la réalisation de tels ouvrages géotechniques, tout en poussant au bout les compétences ainsi que les connaissances du Géotechnicien.

Nous souhaitons bien, à travers ce modeste travail, de parvenir à l'atteinte de l'objectif fixé dans le mémoire, qui est la recherche de la solution optimale pour le confortement du talus de la chaussée instable, présentant un danger public et un désagrément environnemental et économique de la dite chaussée. Un autre intérêt du travail mené est de parfaire nos connaissance acquises lors du cursus de notre formation pour mieux appréhender et rechercher la meilleur solution possible pour les problèmes géotechniques rencontrés en pratique.

Liste des références

[1] : MEMENTO DU MAIRE ET DES ELUS LOCAUX, République Française, Ministère de l'écologie du développement durable et de de l'énergie, Risques Naturels (RN 4-Mouvements de terrains), [en ligne].Disponible :http://www. mementodumaire.net /01risques_naturels/ RN4.htm. [Consulté le15 février 2017].

[2]:Aissa Mohamed Hamza, « Analyse et Modélisation D'un Glissement Terrain », Mémoire,Centre Universitaire Khemis Miliana, Médéa, [en ligne]. Disponible: http:// www. Mémoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi- Youcef-Beni-Messous-Alger-5.html. [Consulté le 10 février 2017].

[3]: CERG: European Center on Seismological and Geomorphological Hazards, "Section:Landslides".

[4]: Cees van Westen, "Introduction to landslides Part 1: Types and causes", InternationalInstitute for Aerospace Survey and Earth Sciences (LTC), Enschede, The Netherlands.

[5]: Varnes and the International Association of EngineeringGeology, "chapter 3 Causes andTypes of Landslide", 1984.

[6]: M-Habitat, Travaux de Terrassement" Les Glissements Terrais". [En ligne].Disponible : http://www.m-habitat.fr/preparer-son-projet/preparation-du-terrain/les-glissements-de-terrain-3206_A. [Consulté le 20 février 2017].

[7]: The German Federal Ministry for Economic Cooperation and Development and implemented with assistance of the German Technical Cooperation – GTZ, "LANDSLIDES Natural Hazards and Disasters", 2006. Sri Lankan-German Development Cooperation.

[8]: U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, science for a changing world, "landslide types and processes".

[9]: D.Dutoit, Sensagent sarl, glissement de terrain, Encyclopédie, [En ligne].Disponible :

[10] : Bendjeddou Azzeddine, « Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie », Faculté des Sciences et de la technologie, mémoire Magister en : Génie Civil, [En ligne]. Disponible : http:// thesis.univ-biskra.dz /2202/1/genie_civil_m3_2015.pdf. [Consulté le 29 février 2017].

Liste des références

[11] : Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleusAlger.

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

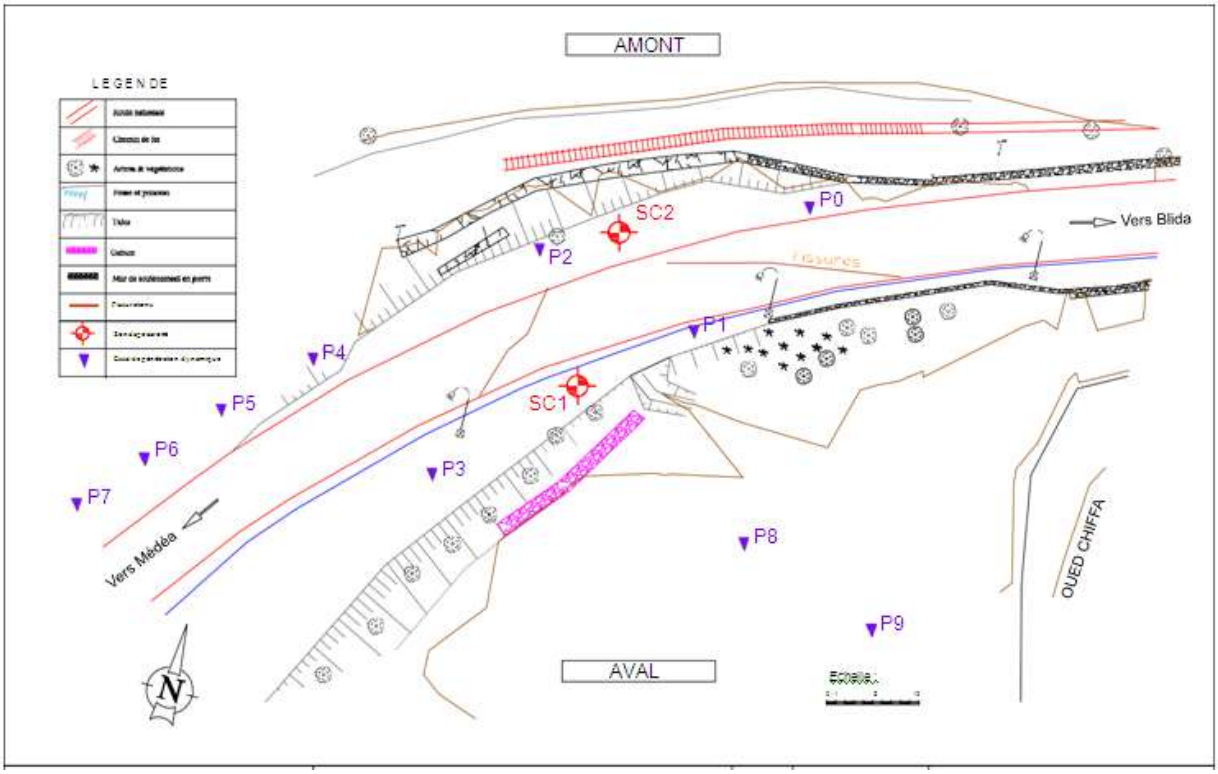
[13] : DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble.

[14] : YAHIAOUI Mohammed :' Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS' mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère del'Université Abou bekre belkaid de Tlemcen

[15] : Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleusAlger.

ANNEXES

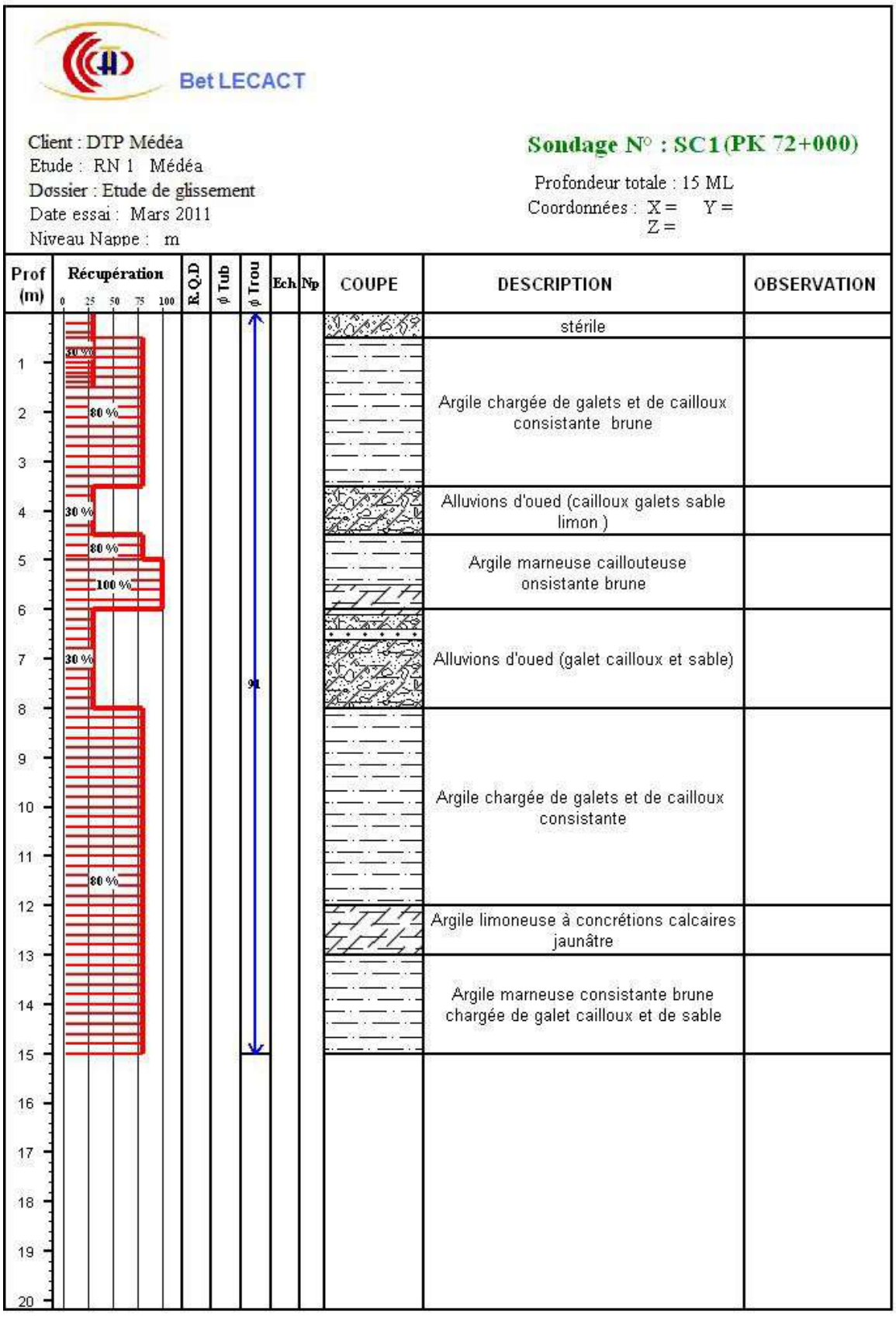
A-1. Plan d'implantation



A-2. Résultats des essais In-situ

Coupes des sondages : 2
Pénétrogrammes : 10

A-2.1 Coupes du sondage



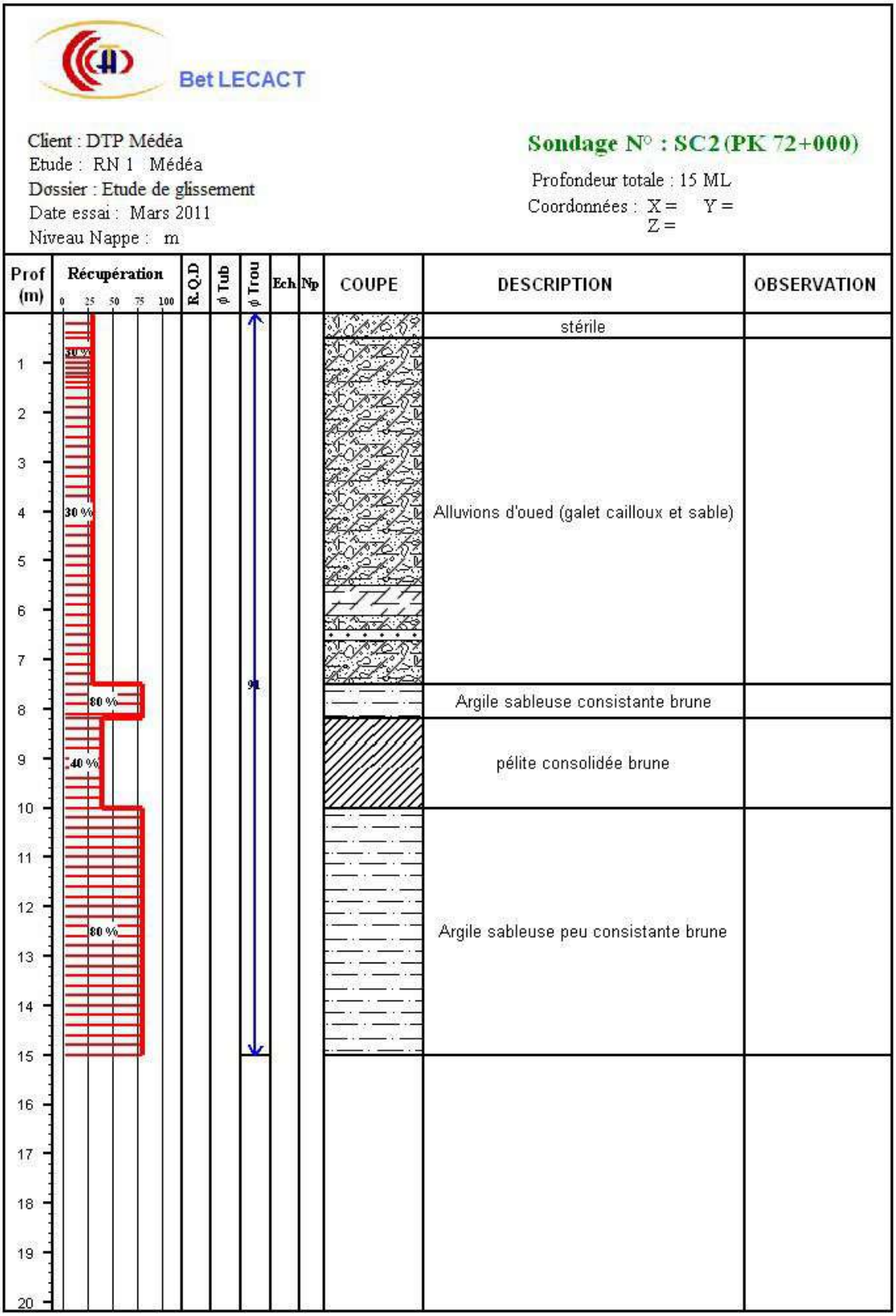
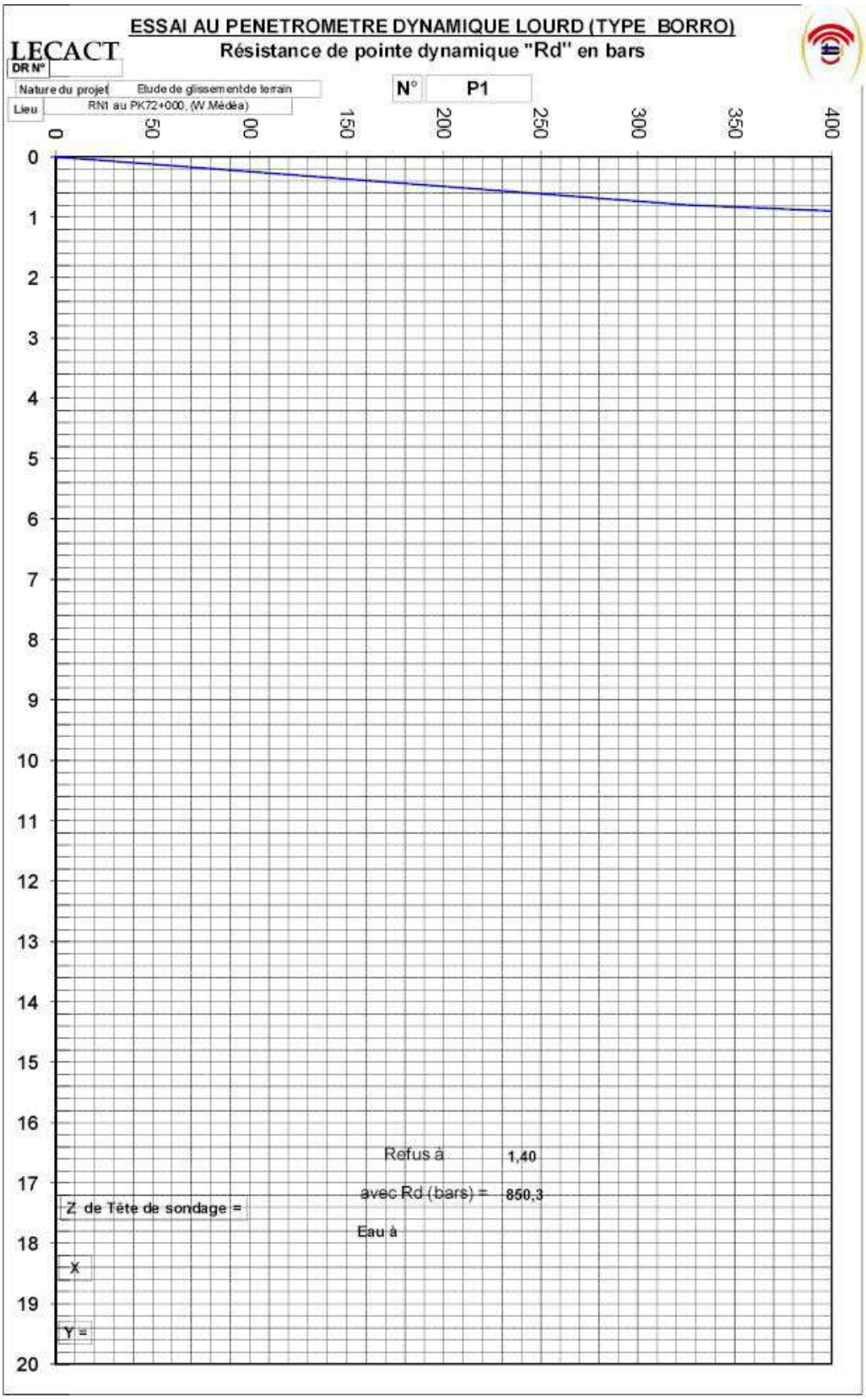
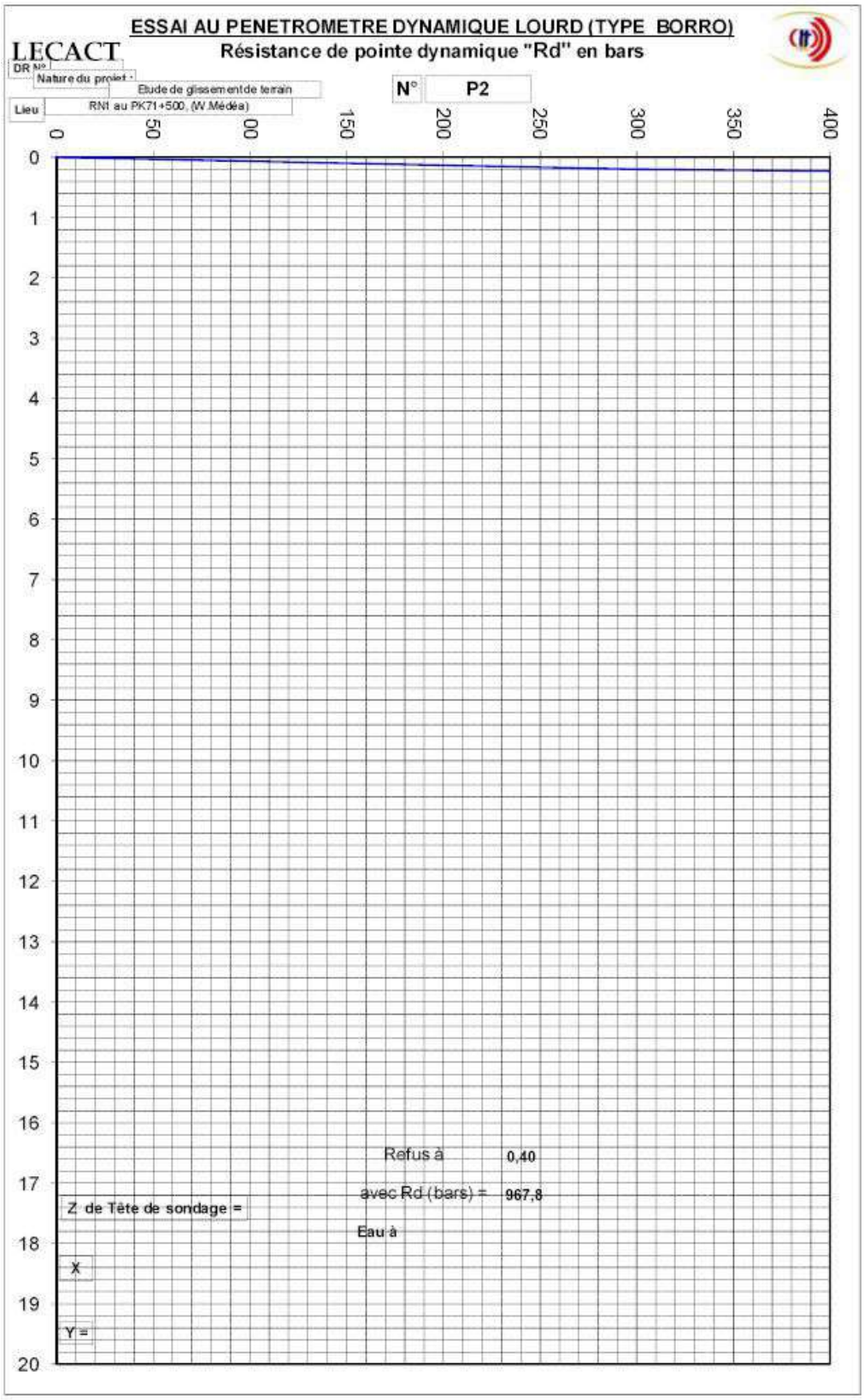

Bet LECACT
Client : DTP Médéa
Etude : RN 1 Médéa
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Mars 2011
Niveau Nappe : m
Sondage N° : SC2 (PK 72+000)
Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =
Prof (m)
Récupération
0 25 50 75 100
R.Q.D
ϕ Tub
ϕ Trou
Ech.
Np
COUPE
DESCRIPTION
OBSERVATION
30 %
30 %
80 %
40 %
80 %
9"
stérile
Alluvions d'oued (galet cailloux et sable)
Argile sableuse consistante brune
pélite consolidée brune
Argile sableuse peu consistante brune
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

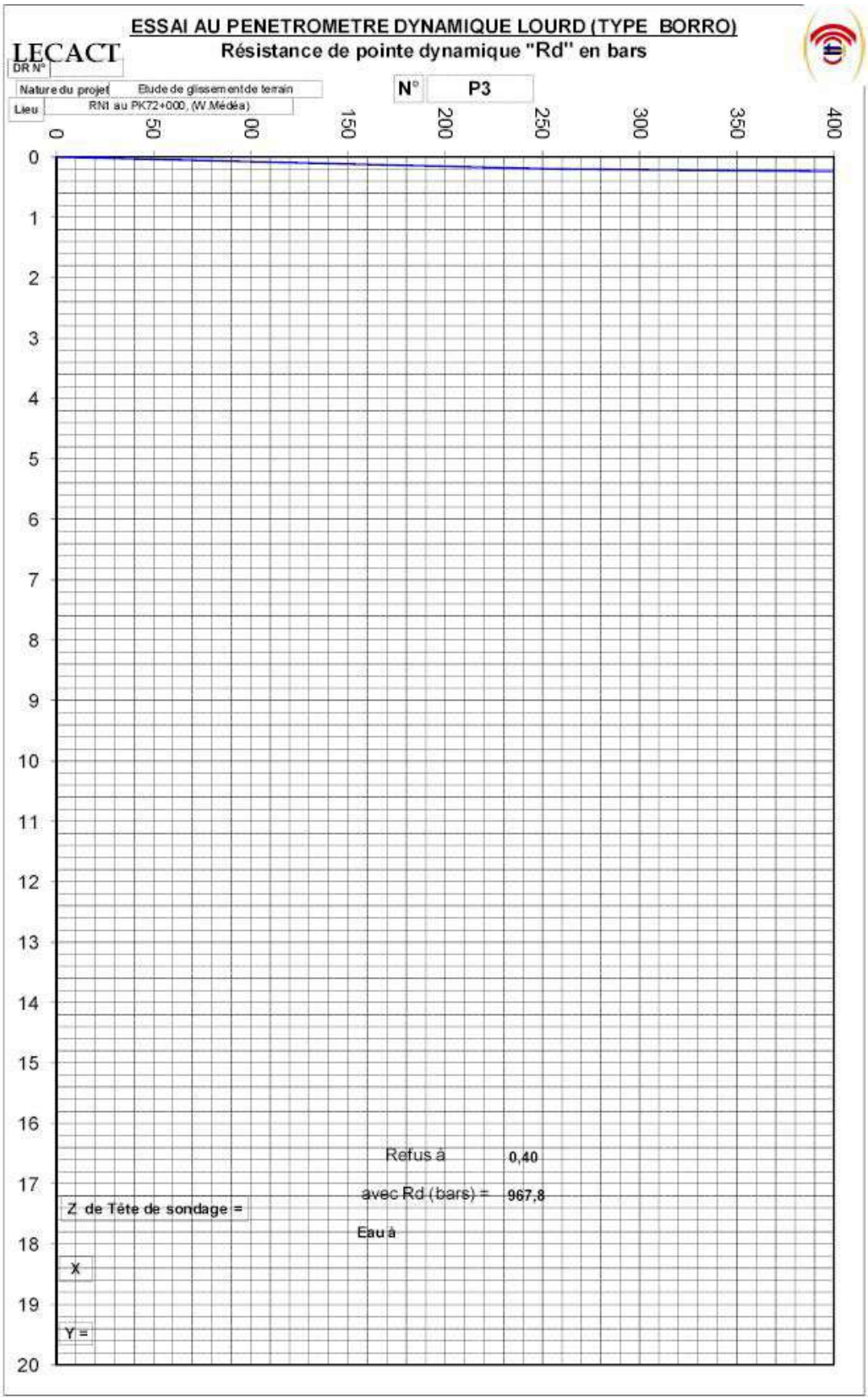


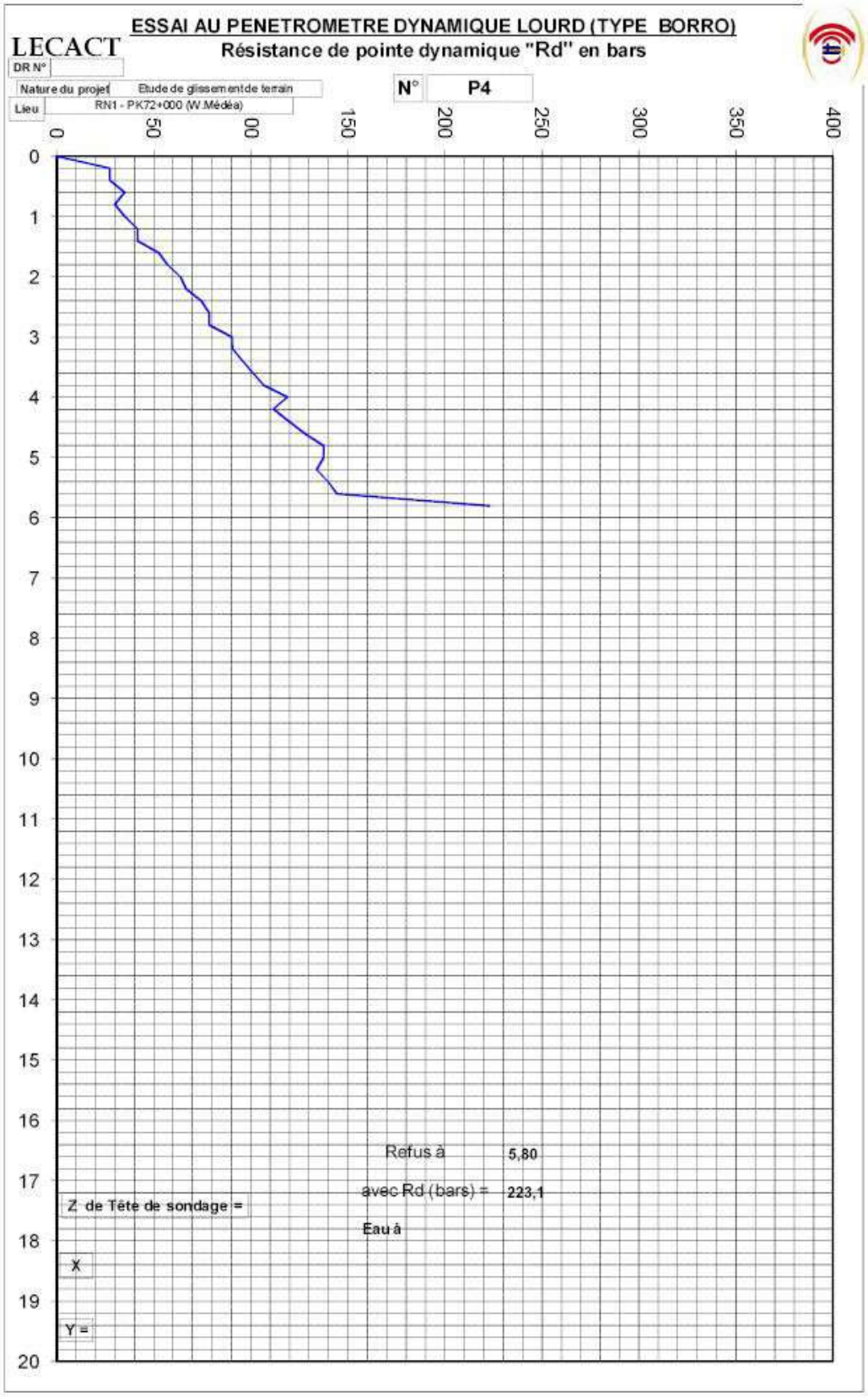
Figure 18: Caisse à carotte du SC1.

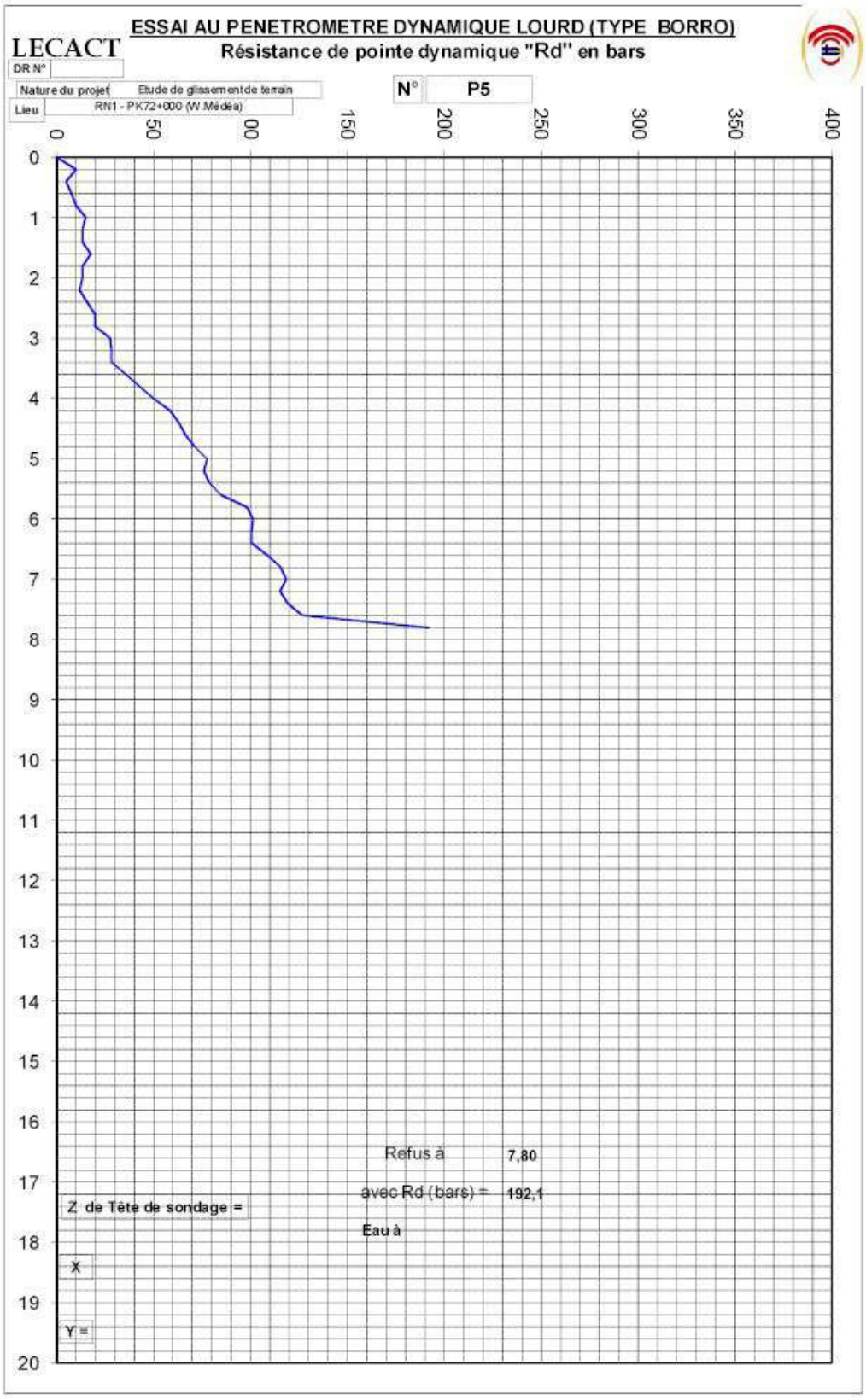
A-2.2 Pénétrogrammes :

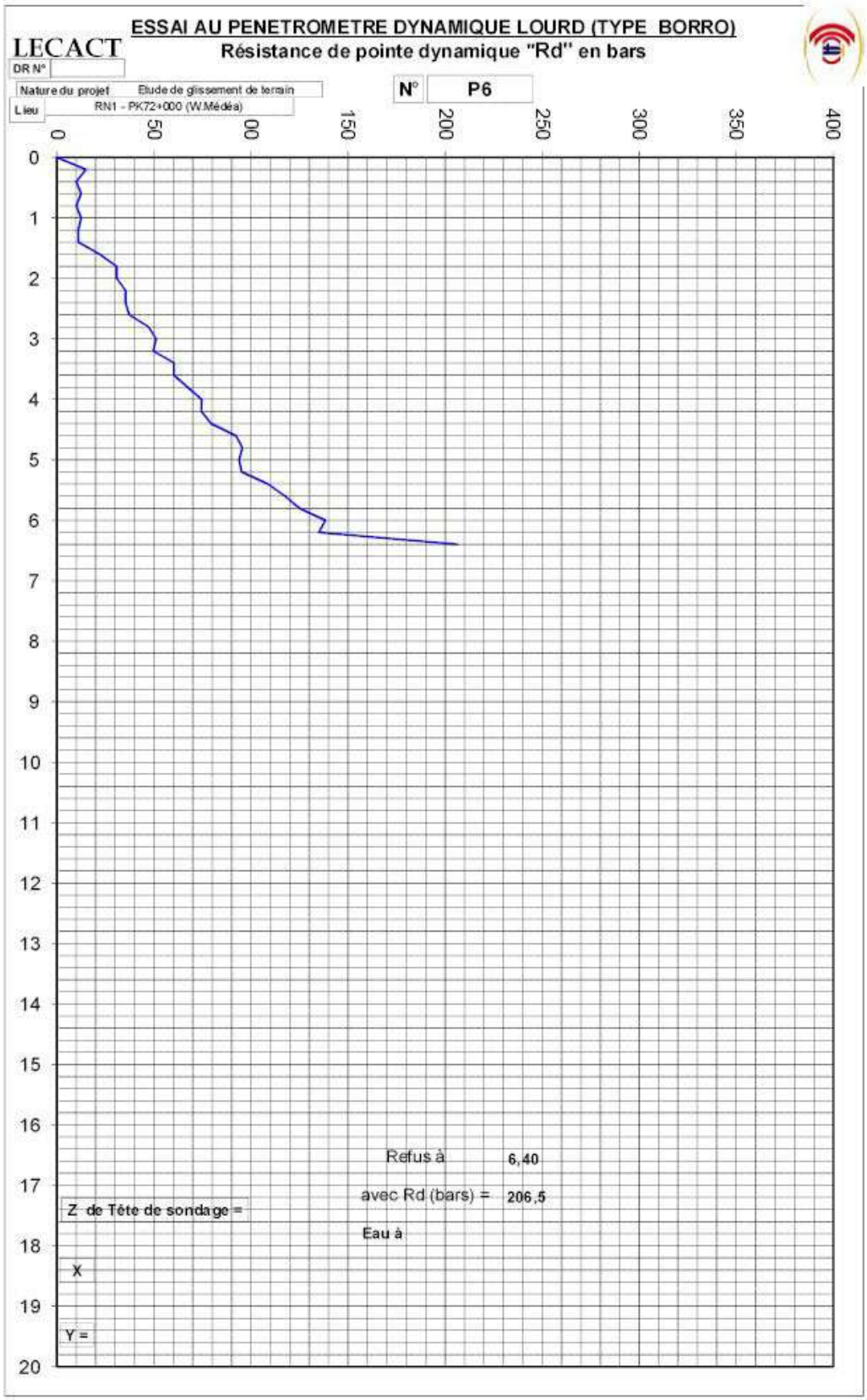


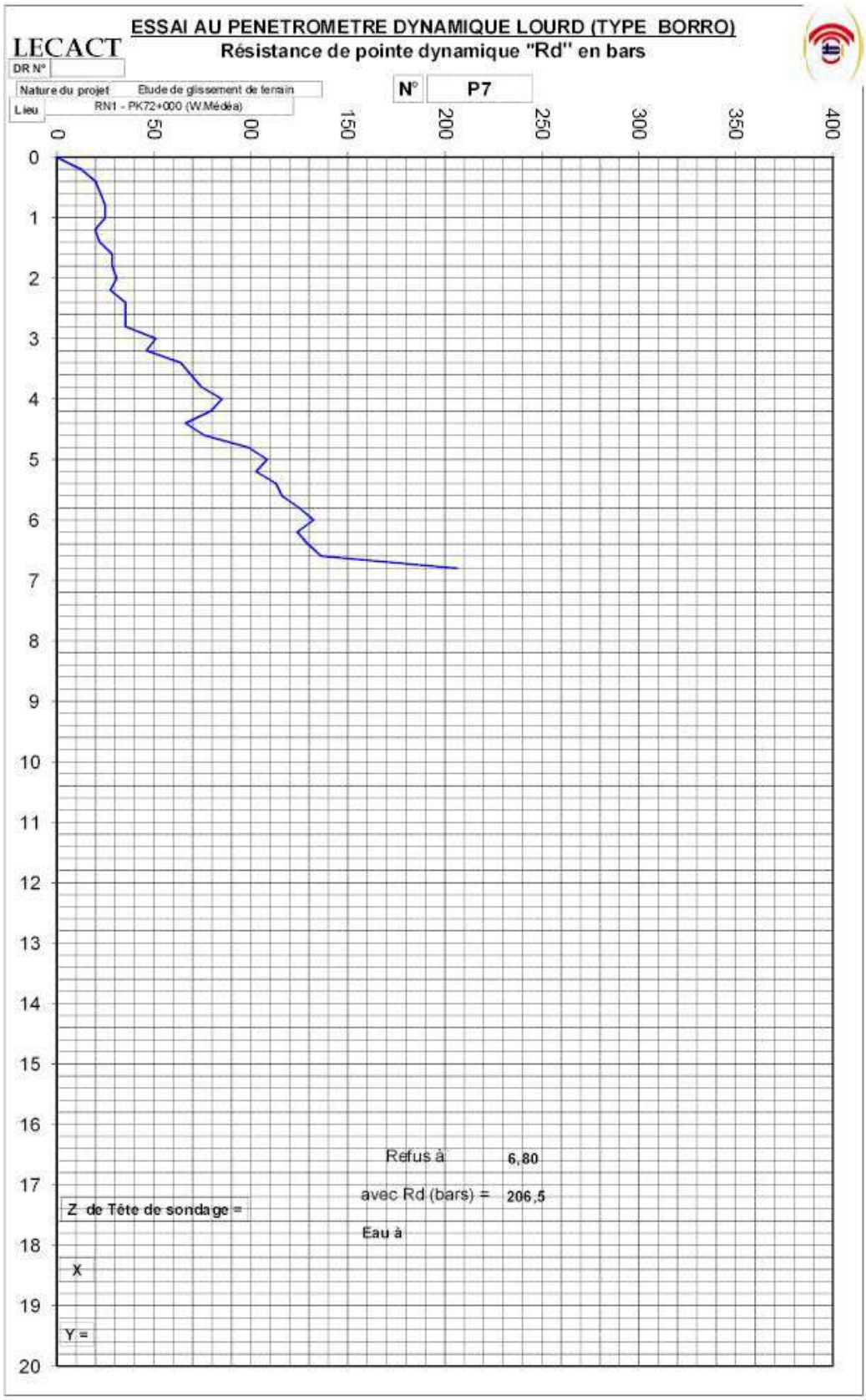

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet :
Etude de glissement de terrain
N° P2
Lieu
RN1 au PK71+500, (W.Médéa)
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à 0,40
avec Rd (bars) = 967,8
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

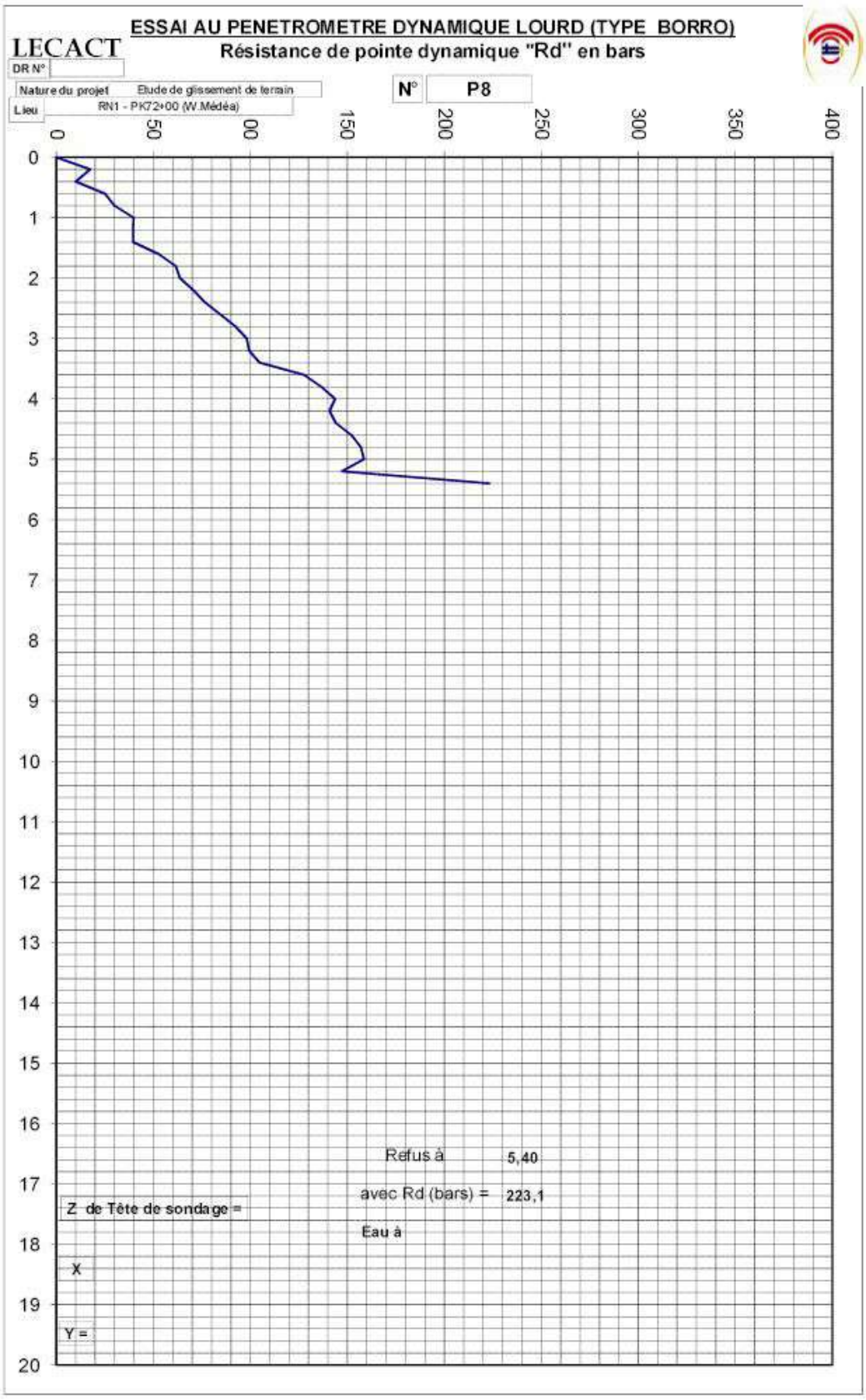

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu
RN1 au PK72+000, (W.Médéa)
N°
P3
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
0,40
avec Rd (bars) =
967,8
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =

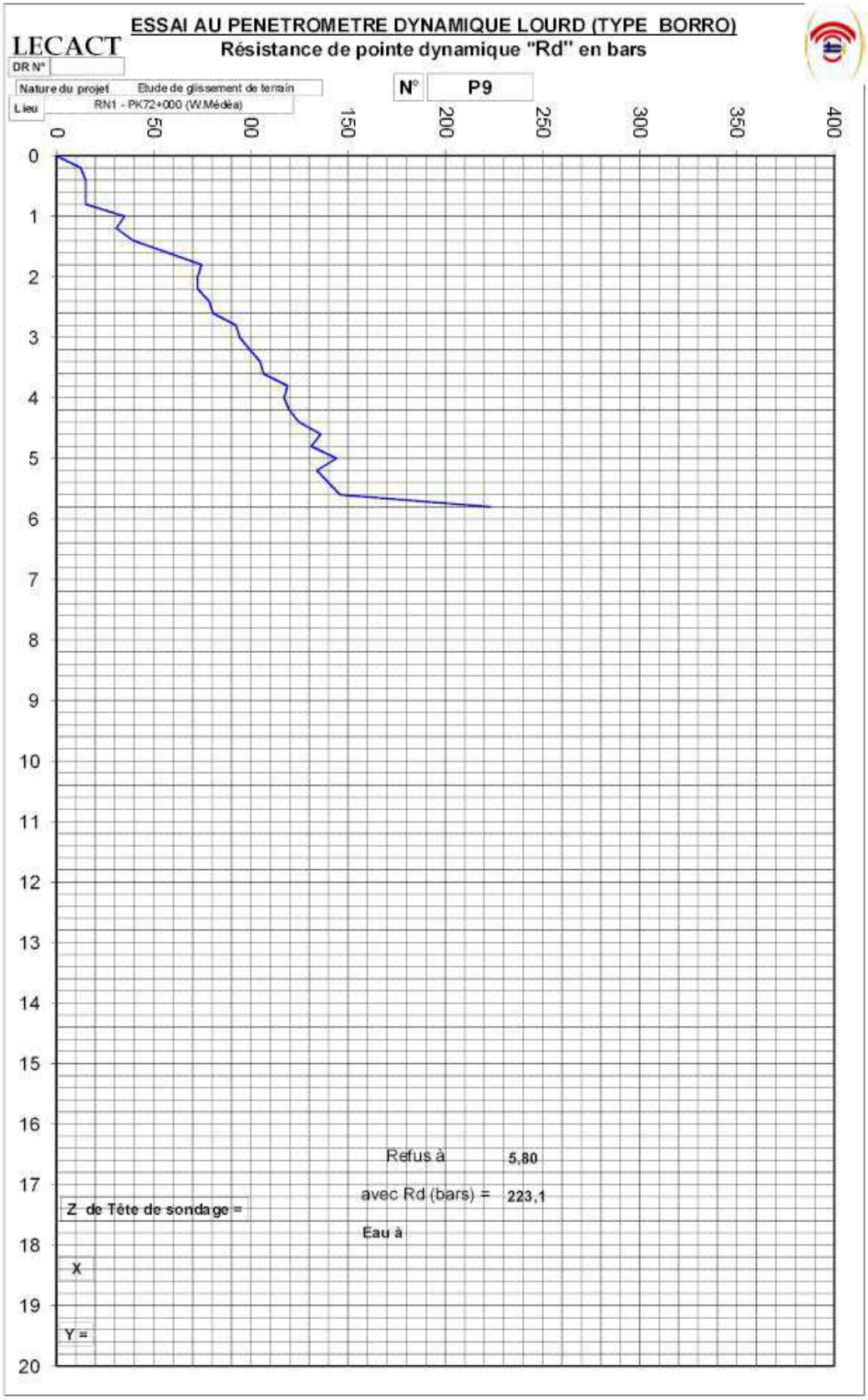

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+000 (W.Médéa)
N° P4
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à 5,80
avec Rd (bars) = 223,1
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+000 (W.Médéa)
N° P5
0 50 00 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 7,80
avec Rd (bars) = 192,1
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+000 (W.Médéa)
N° P6
0 50 00 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 6,40
avec Rd (bars) = 206,5
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

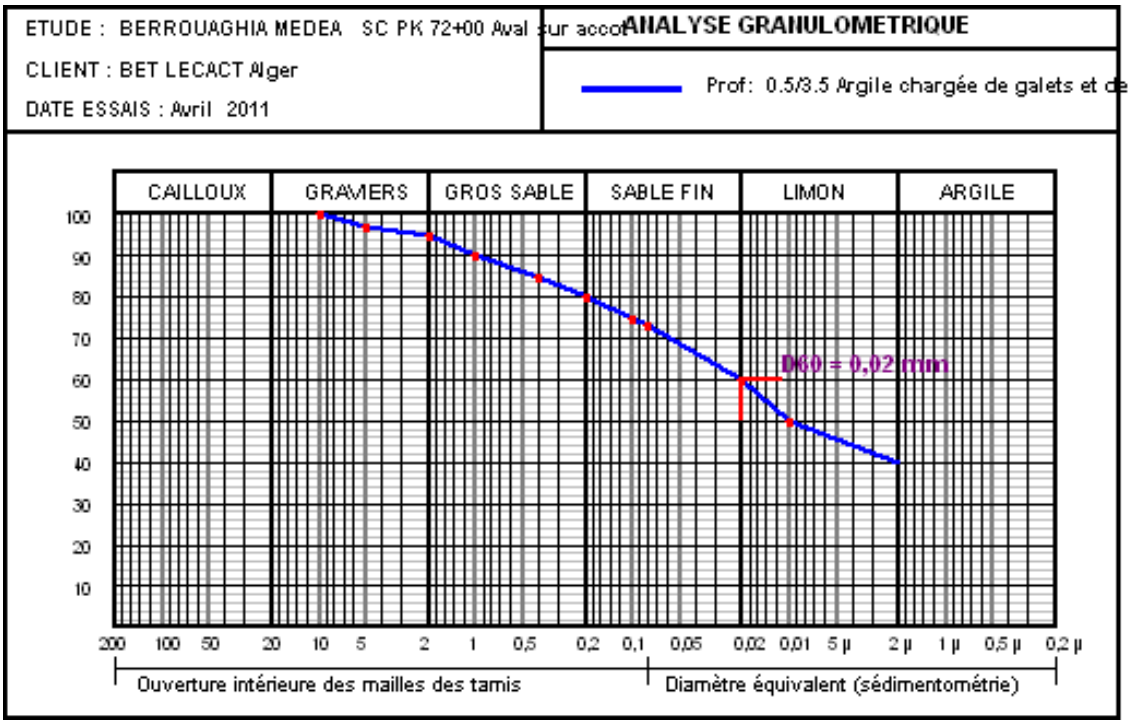

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+000 (W.Médéa)
N° P7
0 50 00 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 6,80
avec Rd (bars) = 206,5
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

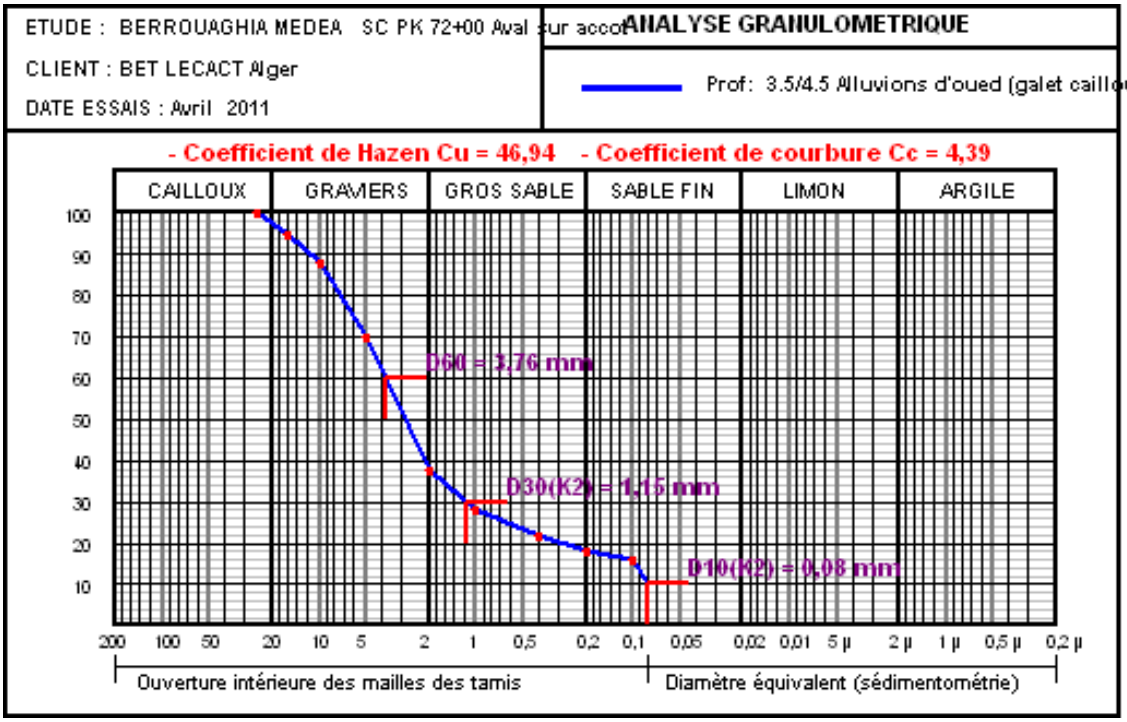

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+00 (W.Médéa)
N° P8
0 50 00 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 5,40
avec Rd (bars) = 223,1
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

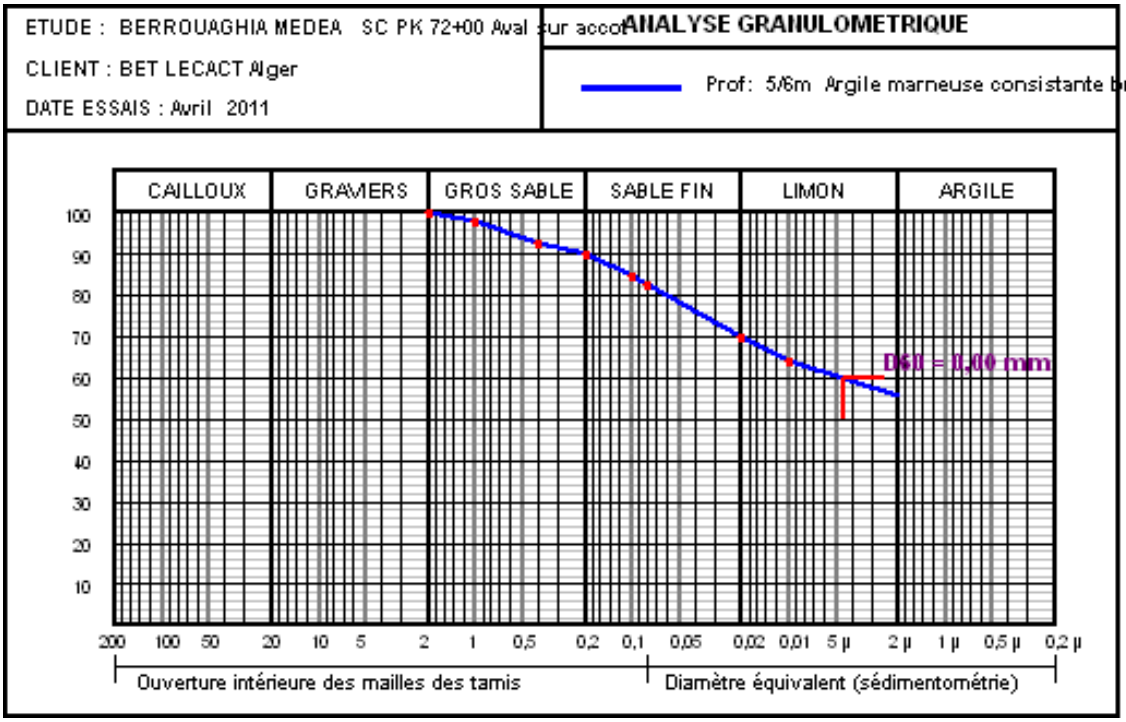

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet Etude de glissement de terrain
Lieu RN1 - PK72+000 (W.Médéa)
N° P9
0 50 00 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 5,80
avec Rd (bars) = 223,1
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

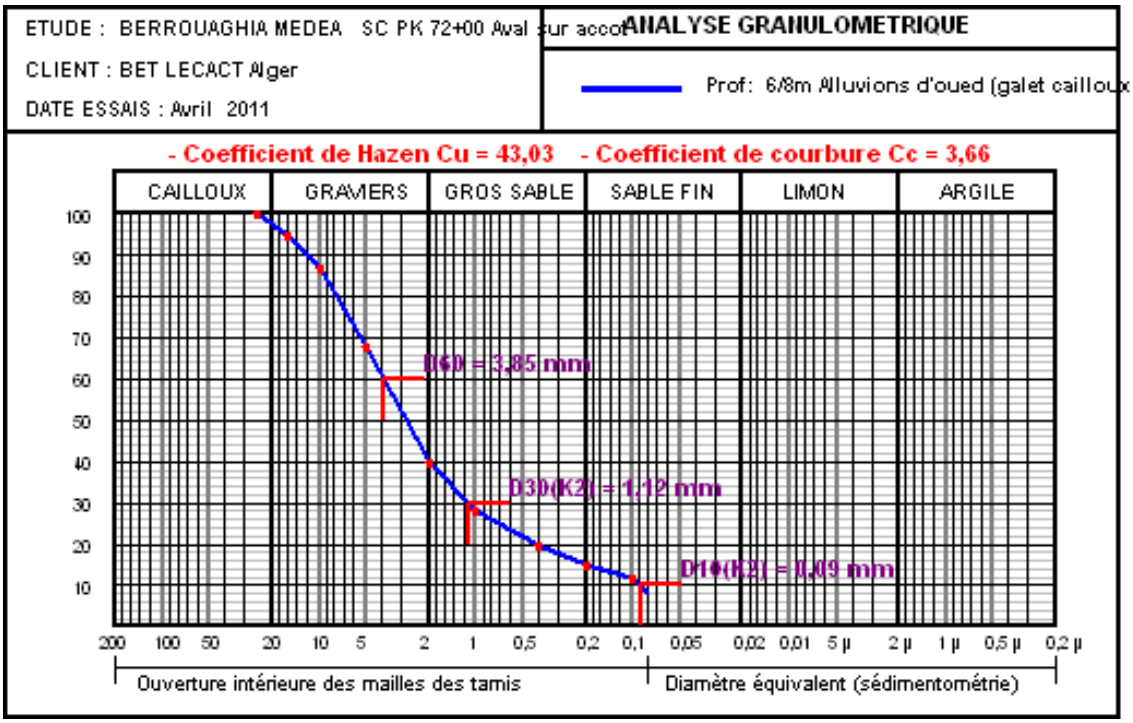
A-3. Résultats des essais Labo

-3.1 Courbes granulométriques

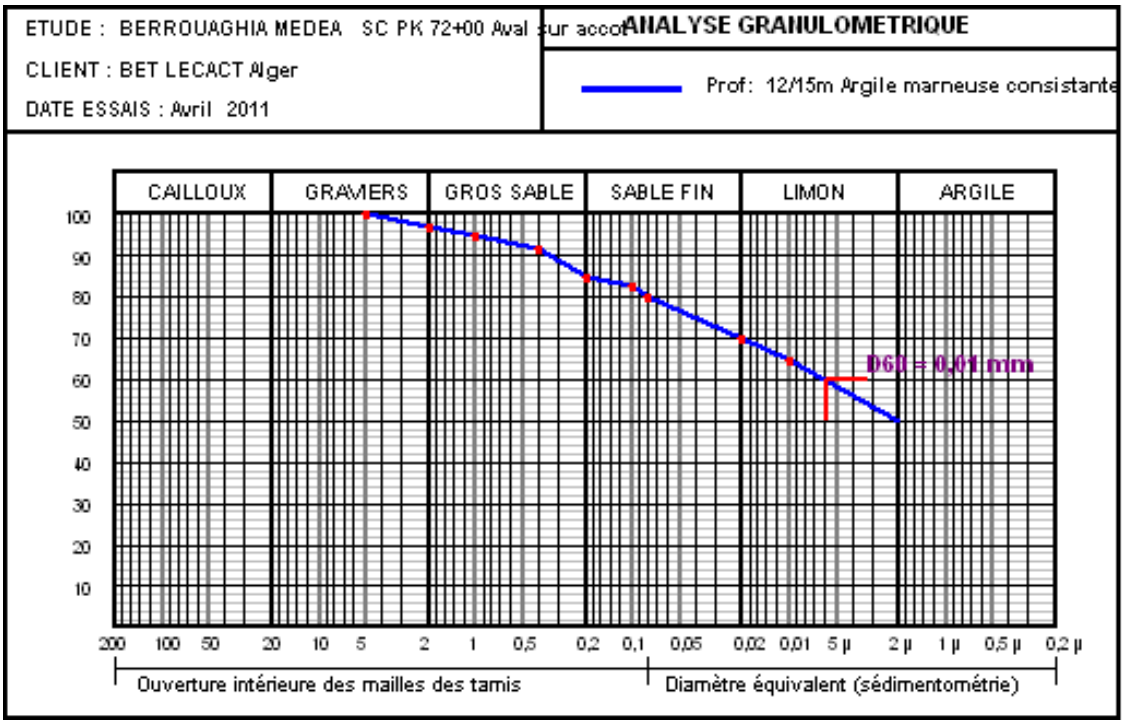


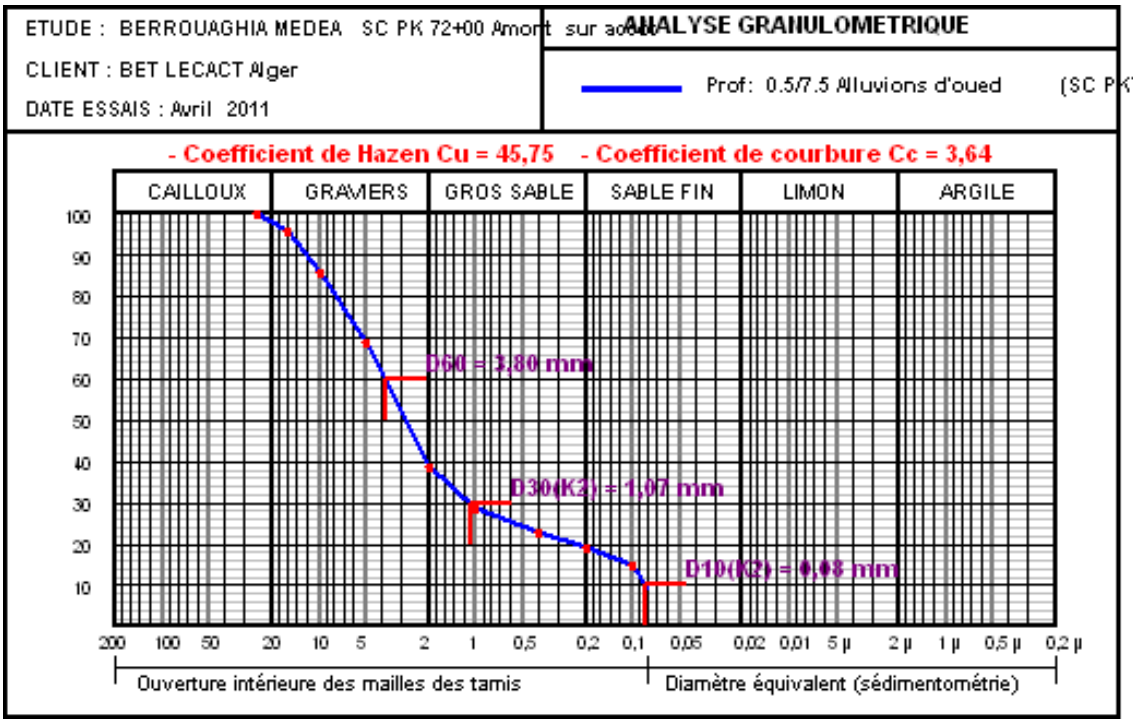


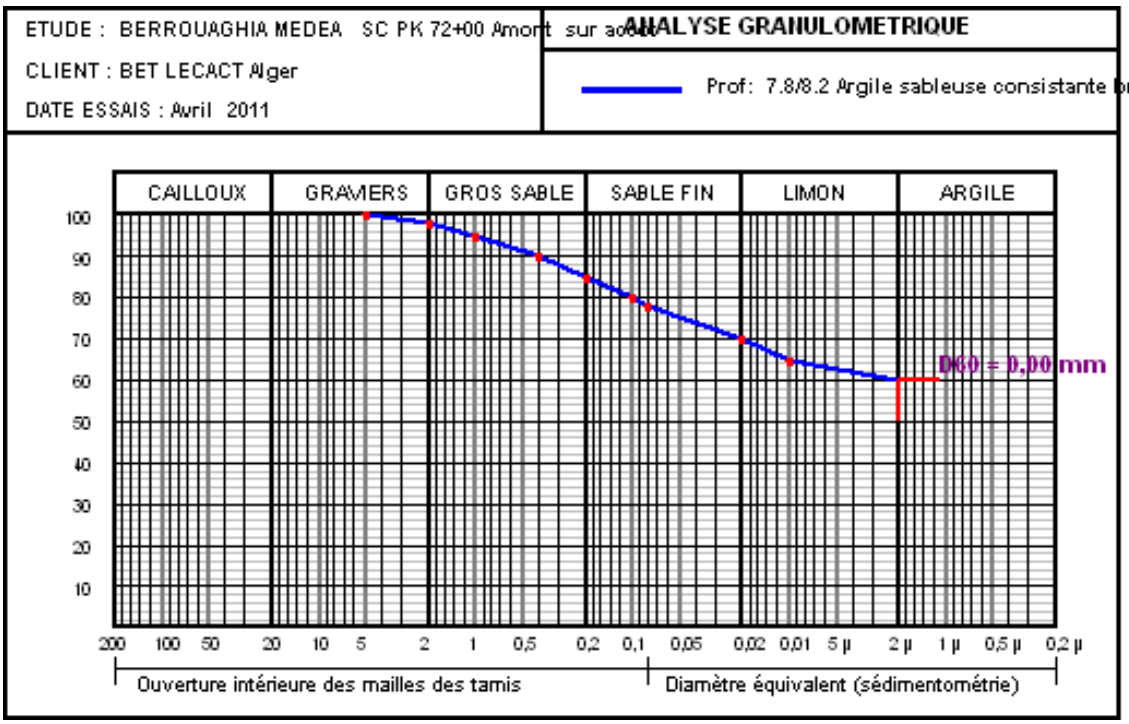

ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Aval sur accot
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 5/6m Argile marneuse consistante brune
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,00 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

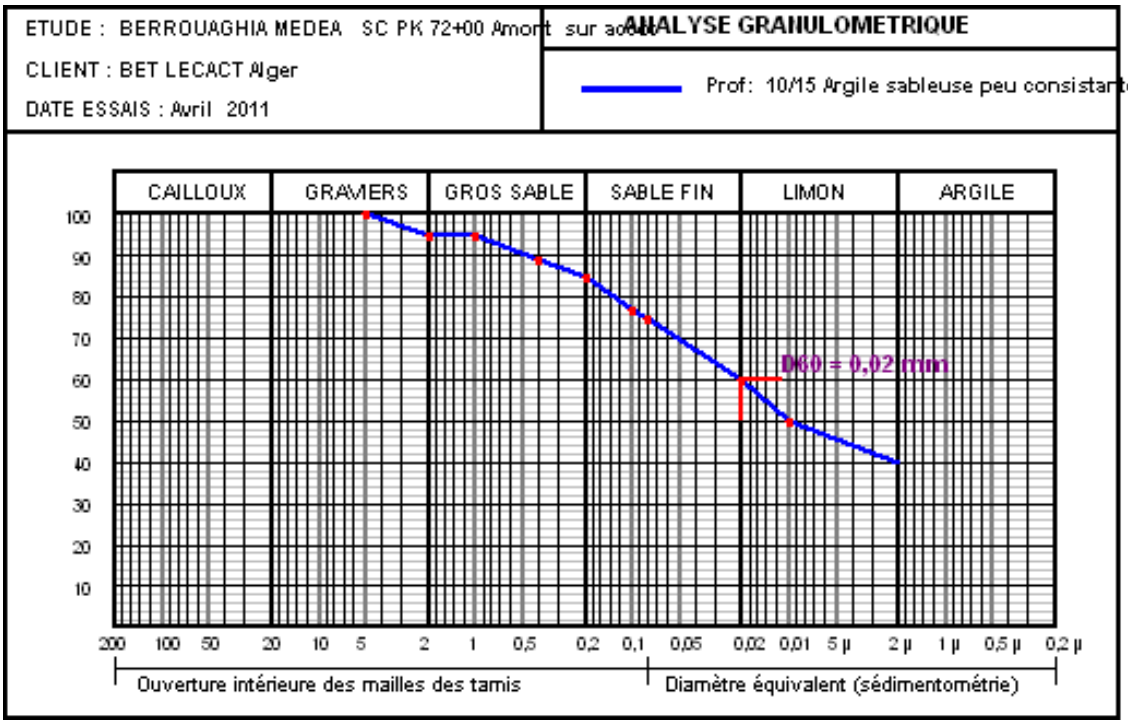

ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Aval sur accot
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 6/8m Alluvions d'oued (galet cailloux et s
- Coefficient de Hazen Cu = 43,03 - Coefficient de courbure Cc = 3,66
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 3,85 mm
D30(K2) = 1,12 mm
D10(K2) = 0,09 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

Annexes

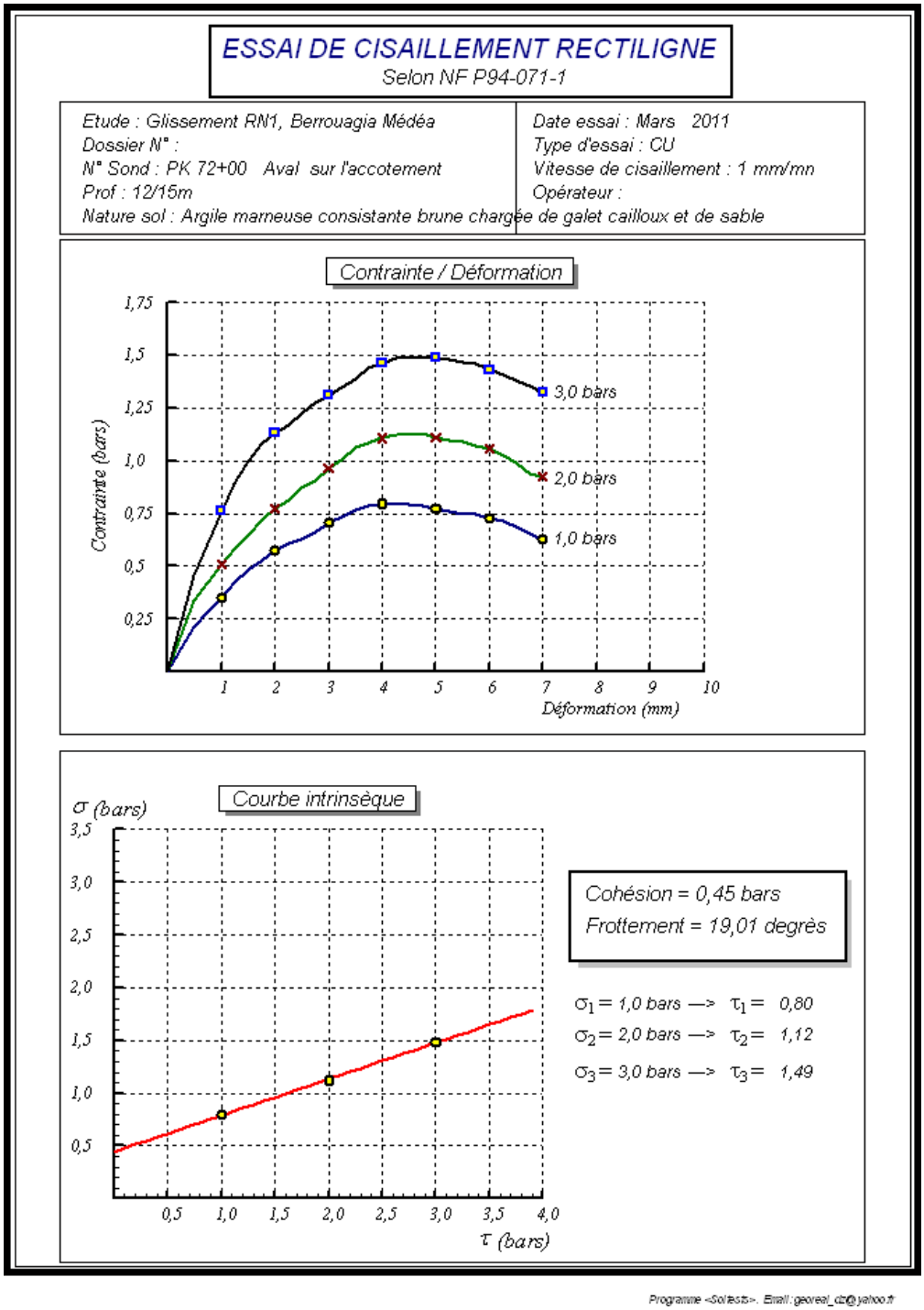

ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Aval sur accot
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 12/15m Argile marneuse consistante brun
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,01 mm
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
200 100 50 20 10 5 2 1 0,5 0,2 0,1 0,05 0,02 0,01 5 µ 2 µ 1 µ 0,5 µ 0,2 µ
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Amont sur accot
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 0.5/7.5 Alluvions d'oued (SC PK72+0
- Coefficient de Hazen Cu = 45,75 - Coefficient de courbure Cc = 3,64
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 3,80 mm
D30(K2) = 1,07 mm
D10(K2) = 0,08 mm
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
200 100 50 20 10 5 2 1 0,5 0,2 0,1 0,05 0,02 0,01 5 µ 2 µ 1 µ 0,5 µ 0,2 µ
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Amont sur axe
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 7.8/8.2 Argile sableuse consistante brune
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,00 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK 72+00 Amont sur axe
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 10/15 Argile sableuse peu consistante bru
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,02 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

A-3.2 Courbes de cisaillement



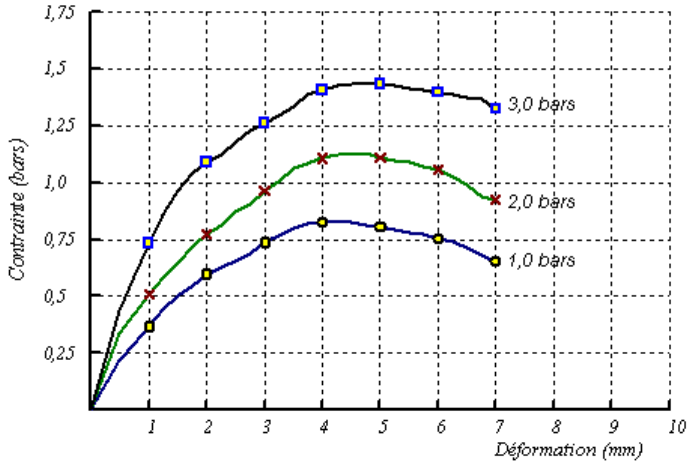
Annexes

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

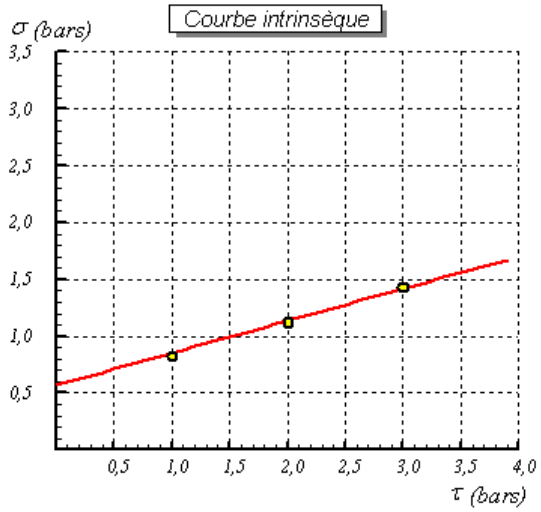
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RN1, Berrouagia Médéa	Date essai : Mars 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK 72+00 Aval sur l'accotement	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 5/6m	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse consistante brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,57 bars
Frottement = 15,78 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,83
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 1,12
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,43

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

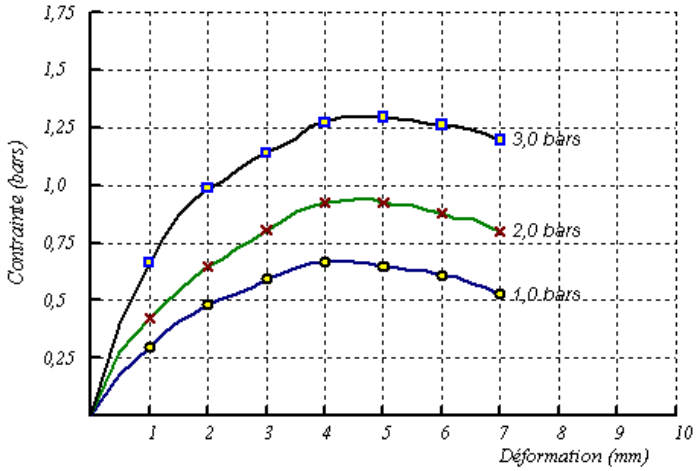
Annexes

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

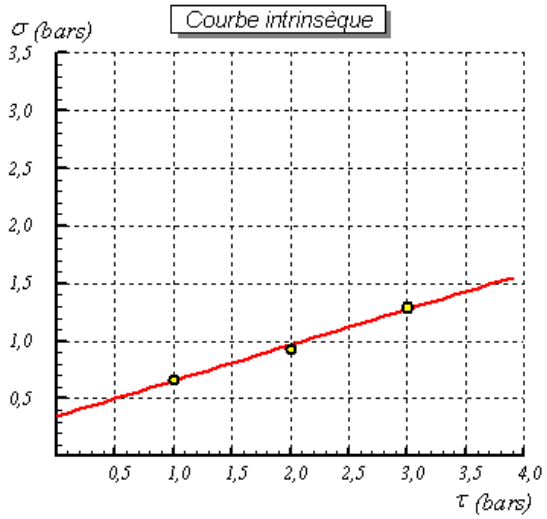
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RN1, Berrouagia Médéa	Date essai : Avril 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK 72+00 Amont sur l'accotement	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 7.5/8.2m	Opérateur :
Nature sol : Argile sableuse consistante brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,35 bars

Frottement = 17,2 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,67

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,93

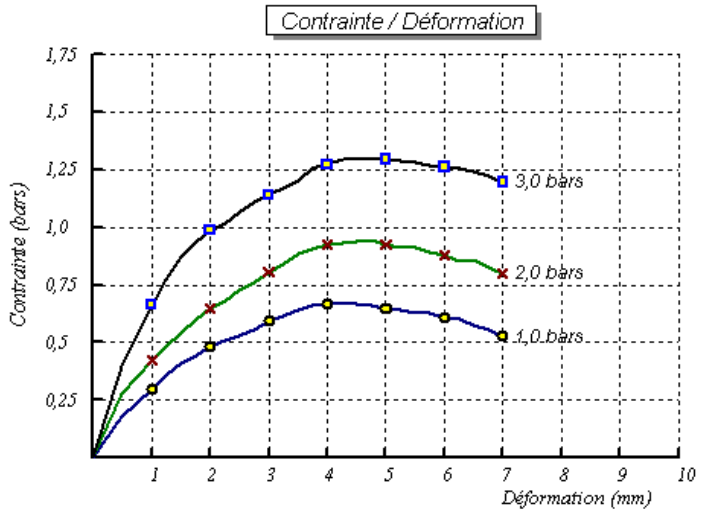
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,29

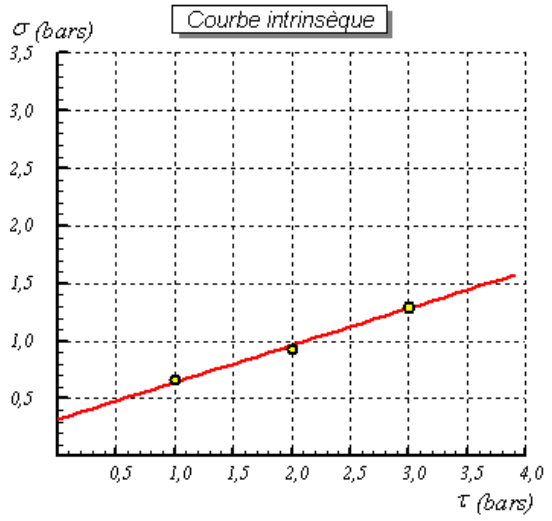
Programme «Solesds». Email : georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RN1, Berrouagia Médéa	Date essai : Avril 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK 72+00 Amont sur l'accotement	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 10/15m	Opérateur :
Nature sol : Argile sableuse peu consistante brune	



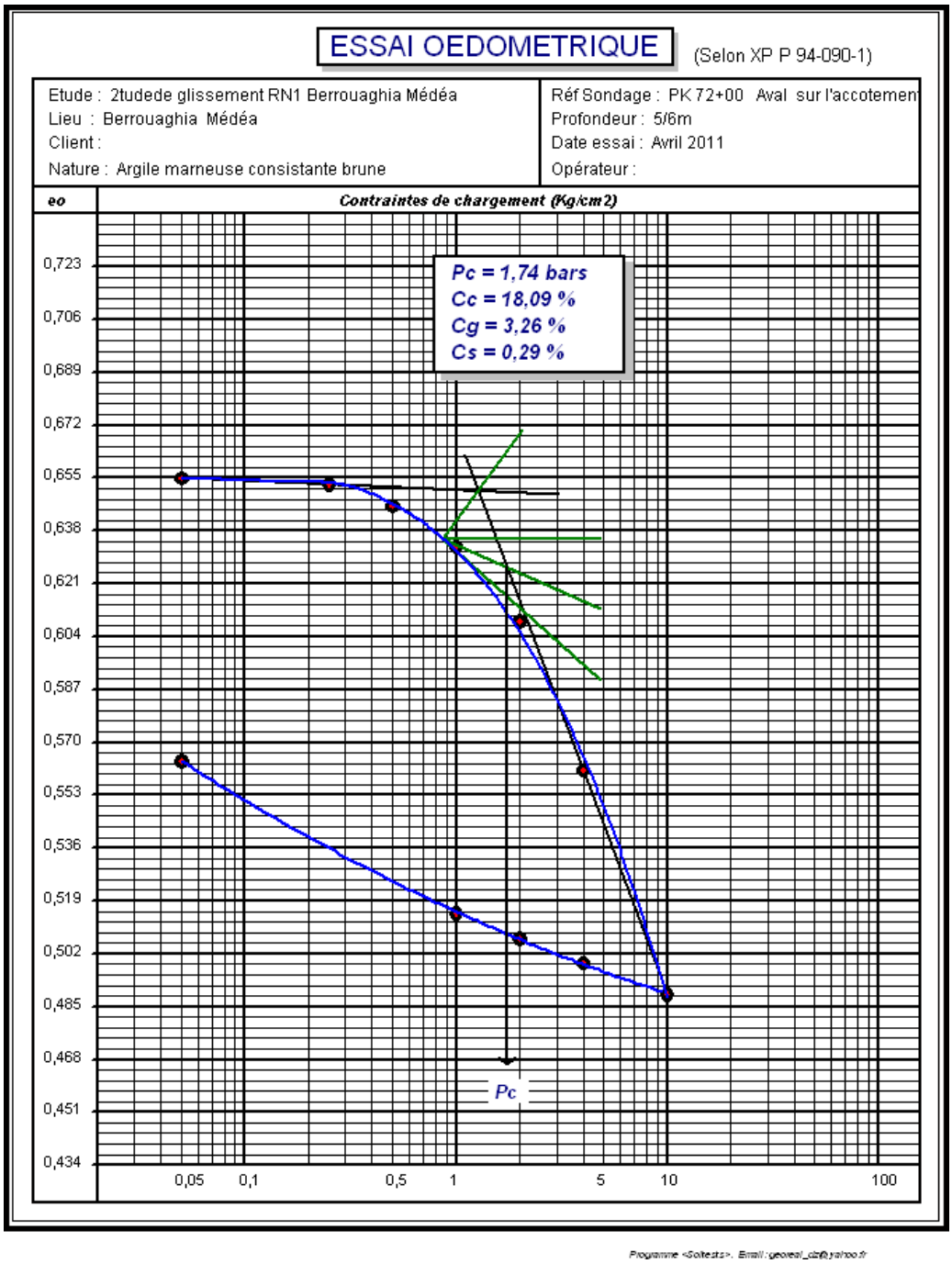


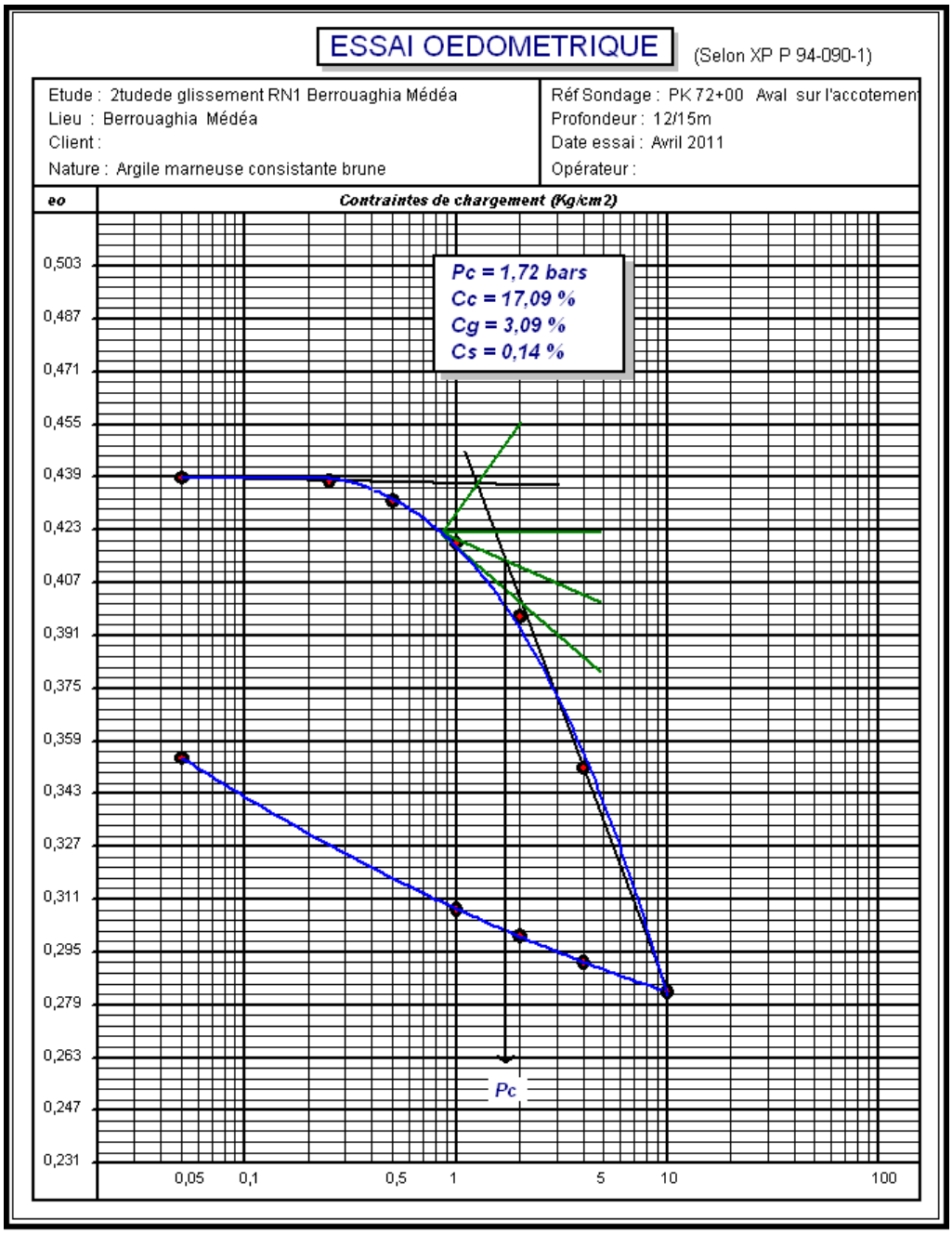
Cohésion = 0,32 bars
Frottement = 17,84 degrès

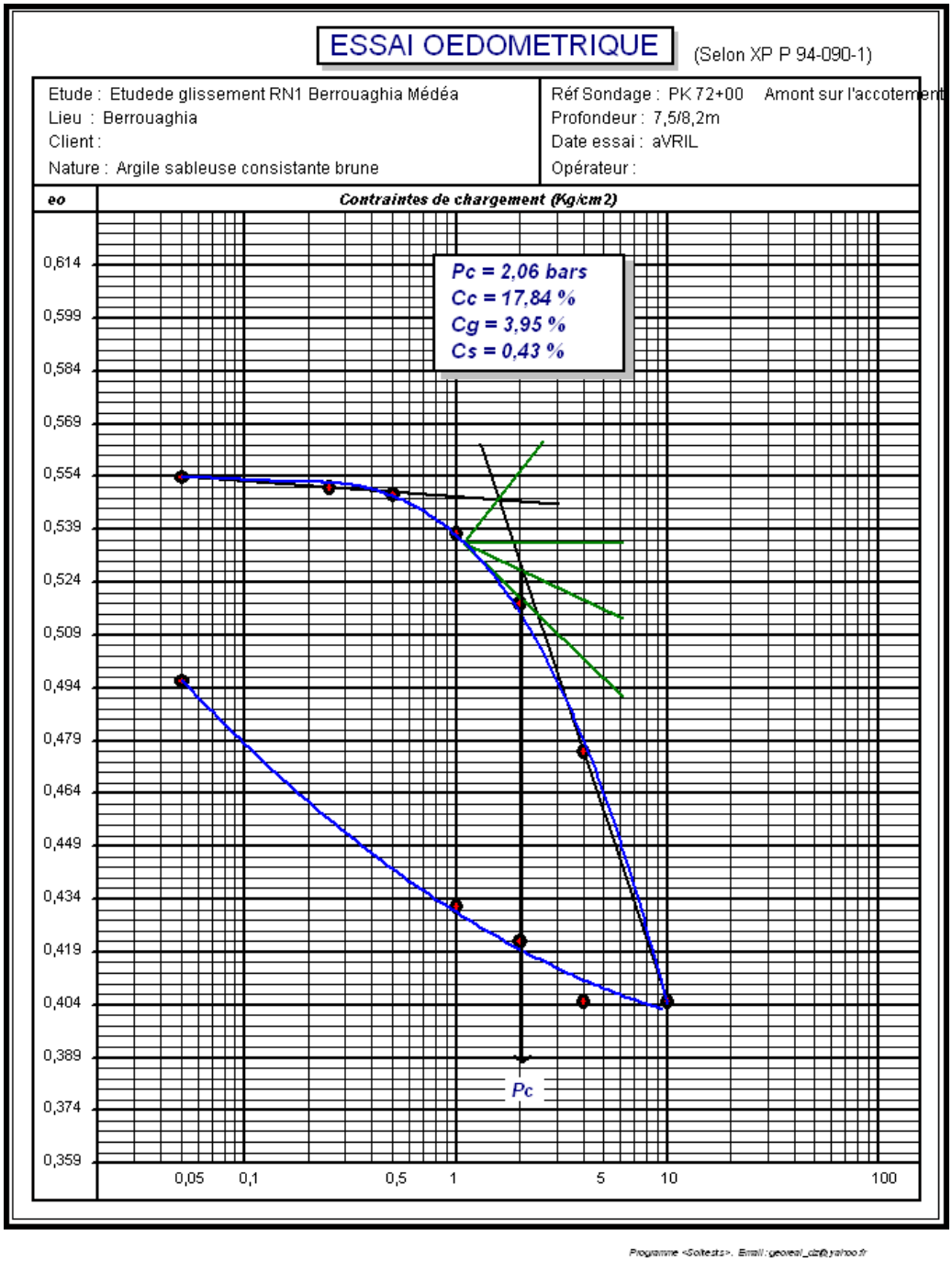
σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,67
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,93
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,29

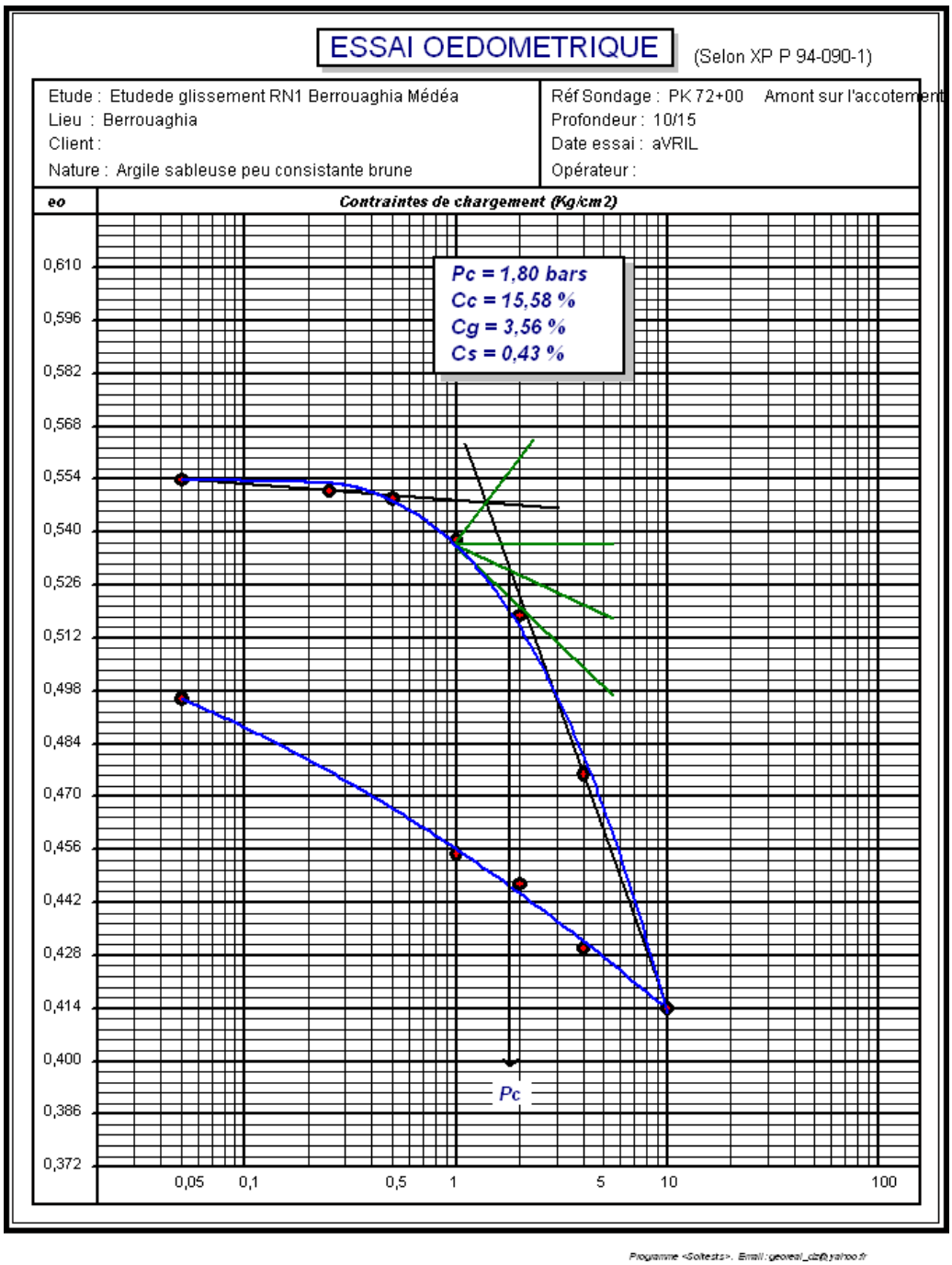
Programme «Solteste». Email :georeal_dz@yahoo.fr

A-3.3 Courbes de compressibilité




ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : 2tudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa
Lieu : Berrouaghia Médéa
Client :
Nature : Argile marneuse consistante brune
Réf Sondage : PK 72+00 Aval sur l'accotemen
Profondeur : 12/15m
Date essai : Avril 2011
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,72 bars
Cc = 17,09 %
Cg = 3,09 %
Cs = 0,14 %
0,503
0,487
0,471
0,455
0,439
0,423
0,407
0,391
0,375
0,359
0,343
0,327
0,311
0,295
0,279
0,263
0,247
0,231
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc
Programme «Soltests», Email : georeal_dz@yahoo.fr


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : Etudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa
Lieu : Berrouaghia
Client :
Nature : Argile sableuse consistante brune
Réf Sondage : PK 72+00 Amont sur l'accotement
Profondeur : 7,5/8,2m
Date essai : aVRIL
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 2,06 bars
Cc = 17,84 %
Cg = 3,95 %
Cs = 0,43 %
0,614
0,599
0,584
0,569
0,554
0,539
0,524
0,509
0,494
0,479
0,464
0,449
0,434
0,419
0,404
0,389
0,374
0,359
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc
Programme «Soltest» Email : geovesl_dz@yahoo.fr


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : Etudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa
Lieu : Berrouaghia
Client :
Nature : Argile sableuse peu consistante brune
Réf Sondage : PK 72+00 Amont sur l'accotement
Profondeur : 10/15
Date essai : aVRIL
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,80 bars
Cc = 15,58 %
Cg = 3,56 %
Cs = 0,43 %
0,610
0,596
0,582
0,568
0,554
0,540
0,526
0,512
0,498
0,484
0,470
0,456
0,442
0,428
0,414
0,400
0,386
0,372
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc
Programme «Soltest»

A-4. Profil géotechnique

A-4. Profil géotechnique

