REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Master 2 Géotechnique

Thème

ANALYSE NUMERIQUE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN-CAS DE LA REGION MEDEA **:** PK 0+600

Présenté par

Kermezli Asmàa **Kaddour Meriem**

Proposé et Dirigé par

Mme Otsman Lalahoum

Promotion Juin 2021

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, l'intelligence et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail de fin d'étude et qui nous a aidées lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions dans un premier temps remercier, notre directeur de mémoire Dr Otsman Lallahom, docteur de géotechnique à l'université de Yahia Fares de Médéa, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions également toute l'équipe de laboratoire de Direction des travaux publiques DTP qui nous a idée à avoir tout type d'information pour que nous puissions accomplir notre mémoire.

surtout l'ingénieure des travaux publiques Mr Mahmodi Abedlhadi, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

Nous n'oserions oublier de remercier tout le corps professoral de département de génie civil d'université de Yahia Fares de Médéa, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Dédicace

A ma Chère Mére ; A mon Cher Père

Dont le mérite, les sacrifices

Et les qualités humaines,

M’ont permis de vivre ce jour.

A Chère sœurs et frères ;

A toute ma famille et mes amis…

Les gens m'aiment,

Touts mes enseignants que j’aime

Merci pour être dans ma vie de mes coté.

Je vous aime … .

Asmàa

Je dédie ce modeste travail à

Ceux qui sont toujours présents dans mon Cœur

Mes très chers parents pour leurs soutiens,

Leurs patiences, prières et leurs sacrifices,

A ma femme de mon frère Amina, à mes très chers frères Moutassem billah, Mohamed Lamine, et mes enfants de ma sœur Meriem et Mohamed Ali, à mes chères

Sœurs Fatima, Kawther, et Nawal, qui ont toujours été là

Pour moi.

A toute ma famille.

A tous mes amies notamment : Ryma, Zobida, Amina Zolikha et mon ami proche Benharath Abderrahmane (DAHO) et à

tous mes amis pour leur soutienmoral le long de ma

formation.

A tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin

A toute la promotion Géotechnique 2020/2021.

A vous tous

Je vous aime … .

Meriem

Abstract

The objective of this work is to study the stability of an excavated embankment located at the level of the northern bypass of the town of Médéa AU PK 0 + 600 over a linear distance of 150 m, in order to verify the general and local stability of this work, as well as the reinforcement solutions in the event that there is instability

To achieve this objective, we have adopted a scientific approach which consists in modeling the problem using the TALREN V4 software. The modeling clearly showed that the slope was unstable with the initial solution adopted on site.

A parametric study was carried out in order to ascertain the probable causes of this slippage. Several reinforcement solutions were investigated, namely: reprofiling, gabioning, retaining walls, beds on piles and backfill reinforced with geotextile layers. A technical and economic study has enabled us to propose the solution which seems to us the most optimal, namely: backfill reinforced with layers of geotextiles.

Key words: Landslide, instability, cut slope, modeling, slope reinforcement

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'un talus en déblais situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa AU PK 0+600 sur un linéaire de 150 m , afin de vérifier la stabilité générale et locale de cet ouvrage , ainsi que les solutions de confortements dans le cas ou il y a l'instabilité

Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel TALREN V4. La modélisation a clairement montrée que le talus été instable avec la solution initiale adoptée sur site. Une étude paramétrique a été effectuée afin de remonter vers les causes probables de ce glissement. Plusieurs solutions de confortement ont été investiguées à savoir : le reprofilage, le gabionnage, murs de soutènements, lits sur pieux et remblai renforcé par nappes en géotextiles. Une étude technico-économique nous a permis de proposer la solution qui nous semble la plus optimale à savoir : le remblai renforcé par nappes en géotextiles.

Mots clés : Glissement de terrain, instabilité, talus en déblais, modélisation, confortement de talus

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار السد المحفور الواقع على مستوى الممر الجانبي الشمالي لمدينة المدية PK 0 + 600 على مسافة خطية تبلغ 150 مترًا، من أجل ضمان اكتمال هذا الهيكل بالكامل وكذلك حلول التعزيزات في حالة عدم الاستقرار

لتحقيق هذا الهدف ، اعتمدنا نهجًا علميًا يتكون من نمذجة المشكلة باستخدام برنامج TALREN V4. أظهرت النمذجة بوضوح أن المنحدر كان غير مستقر مع الحل الأولي المعتمد في الموقع. تم إجراء دراسة بارامترية للتأكد من الأسباب المحتملة لهذا الانزلاق. تم دراسة العديد من حلول الراحة ، وهي إعادة التشكيل ، التراب ، الجدران الاستنادية ، الأسِرة على الركائز والردم المقوى بطبقات التكسية الأرضية. لقد مكنتنا دراسة فنية اقتصادية من اقتراح حل يبدو هو الأفضل ، وهو الردم المقوى بطبقات من التكسية الأرضية.

الكلمات المفتاحية : الانهيار الأرضي ، عدم الاستقرار ، قطع المنحدر ، النمذجة ، تقوية المنحدرات

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS I
ABSTRACT..... IV
RESUMÉ..... V
ملخص..... VI
SOMMAIRE..... VII
LISTE DES FIGURES..... X
LISTE DES TABLEAUX..... XII
INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I .Généralité sur les mouvements de terrain

I.1. Introduction 3
I.2. Les différents types de mouvement 3
I.3. Définitions des glissements de terrain..... 4
I.4. Classification des glissements de terrain 5
I.4.1. Classification selon le type de mouvement 7
I.4.1.1.Éboulement en chute de pierre..... 7
I.4.1.2.Basculement 8
I.4.1.3.Glissement 8
I.4.1.4.Coulées..... 9
I.4.1.5.Fluage..... 10
I.4.2. Classification selon la profondeur de glissement..... 10
I.4.3. Classification selon la vitesse de glissement 11
I.5. Notion de coefficient de sécurité 11
I.5 1. Coefficient de sécurité en rupture plane 11
I.5. 2. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire 13
I.6. Les différentes méthodes de calcul de la stabilité 13
I.6.1. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) 14
I.6.2. Méthode de Fellenuis (1927) 14
I.6.3. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) 16
I.6.4. Recherche de cercle de critique 18
I.6.5. La méthode des droites perpendiculaires 18
I.7 .Traitement des glissements de terrain..... 19
I.7. 1. Les terrassements..... 19
I.7. 1.1. L'allègement en tête de glissement 19
I.7. 1.2. La purge totale 20
I .7.1.3. La substitution partielle 20
I .7.1.4. Le chargement en pied 21
I .7.2. Les dispositifs de drainage 21
I .7.2.1. Drainage de surface 21
I .7.2.2. Drains subhorizontaux..... 22
I .7.2.3. Tranchées drainantes..... 23

I .7.2.4. Drainage profond 23
I .7.3. L'introduction d'éléments résistants..... 23
I.7.3.1.Enrochement 23
I 7.3.2. Gabions..... 24
I 7.3.3. Overage rigid..... 24
I 7.3.4. Nappe en géo synthétique..... 25
I .7.3.5. Systèmes d'ancrages 26
I.7.3 .6.Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés 26
I .8.Conclusion..... 27

Chapitre II : Présentation du projet

II. Présentation de la région
II.1. Introduction 29
II .2. Situation géographique et morphologique du site..... 29
II.2.1. Relief 30
II.2.2. Reconnaissance visuelle in situ 30
II.3. Description des lieux 31
II.3.1. Dimensions de l'ouvrage 31
II.3.2. Condition sismiques 32
II.4. Programme géotechnique..... 33
II.4.1. Introduction 33
II.4.2. Essais in situ 33
II.4.3. Essais au laboratoire 34
II.5. Objectif et déroulement de l'étude 34
II.6. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire 35
II.6.1. Lithologie..... 35
II.6.2. Synthèse de la lithologie 36
II.6.3. Essais aux pénétromètres dynamiques 36
II.6.3.1. Principe de l'essai 36
II.6.3.2. Résultats des essais 37
II.6.3.3. Synthèse des résultats 38
II.6.4. Régime hydraulique 39
II.6.5. Essais de laboratoire 39
II.6.5.1. Programme d'essai..... 39
II.6.5.2. Présentation des résultats et interprétation 40
II.6.5.2. a- Essais physiques 40
II.6.5.2. b- Essais mécaniques 42
II.6.5.2. c- Essais physiques 43
II.6.5.2. d- Essais mécaniques 46
II.7. Conclusion 47

Chapitre III: Modélisation et solution de confortement

III.1. Introduction 49
III.2.Présentation de logiciel TALREN 4..... 49
III.3. TOUR D'HORIZON..... 49
III.3.1. L'interface graphique interactive..... 49
III.3.2. La gestion du phasage..... 50
III.4. La recherche automatique de surfaces de rupture 51
III.4.1. La méthode de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) 54
III.4.2.La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN, et avec PLAXIS..... 54

III.4.3. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface 54

III.5. Les différentes options pour la manipulation de l'interface..... 55
III.5.1. Les différentes zones à l'écran 55
III.5.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur 56
III.5.2.1. Le menu principal 56
III.5.2.2. Le menu contextuel 58
III.5.2.3. La barre de boutons principale 59
III.5.2.4. Les barres de boutons contextuelles 59
III.5.2.4.1. Barre de boutons contextuelle "Données du projet"..... 59
III.5.2.4.2. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" 60
III.5.2.5. Le navigateur des phases et situations..... 61
III.6. LE MODE "DONNEES GENERALES" 61
III.6.1. Principes 61
III.6.2. Description générale..... 62
III.6.3. Affichage et modification des propriétés d'un point ou d'un segment 63
III.6.3.1. Boîte de dialogue "Géométrie" 63
III.6.4. Surcharges 64
III.6.5. Caractéristiques des sols..... 64
III.7. LE MODE "PHASAGE/CALCULS"..... 65
III.7.1. Les phases 65
III.8 Calcul et vérification de la stabilité de talus..... 67
III.8.1. Les Sollicitations internes et externes..... 67
III.8.1.1. Régime hydraulique..... 67
III.8.1.2. Caractéristiques sismiques considérées..... 67
III.8.1.3. Charge d'exploitation..... 67
III.9. Les caractéristiques de sol étudié..... 68
III.9.1. Caractéristiques géotechniques du talus modélisé..... 68
III.9.2. Caractéristiques géométriques du talus modélisé 68
III.10. Facteur de sécurité du talus..... 70
III.11. Les méthodes utilisées..... 70
III.12. Procédure de calcul numérique..... 70
III.12.1. Calcul de Fs..... 71
III.12.2. Interprétation des résultats..... 73
III.13. L'étude de confortement du talus 73
III.13.1. Confortement en béton armé..... 74
III.13.1.1. Mur en béton armé sur deux lignes des pieux plus une ligne de pieux en amont du mur 74
III.13.1.2. Etude stabilité statique du mur de soutènement 77
III.14. Conclusion 79

Conclusion Générale

Conclusion générale 80

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 82

LES ANNEXES

Annexe A : Liste des symboles. 86
Annexe B : Coupes lithologiques des sondages carottés..... 89
Annexe C : Résultats des essais pénétrométriques dynamique..... 96
Annexe D : Les photos de caisses des sondages carotté..... 104

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements..... 4

Figure I.2: Illustrations des différentes échelles des glissements de terrain..... 5

Figure I.3 : Éboulement on chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. 7

Figure I.4 : Basculement de terrain..... 8

Figure I.5 : Glissement de terrain..... 8

Figure I.6 : Coulée-glissement..... 9

Figure I.7 : Le phénomène du fluage..... 10

Figure I.8: Glissement plan : équilibre d'un bloc..... 12

Figure I.9 : Equilibre d'une tranche de sol..... 15

Figure I.10: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)..... 17

Figure I.11 : Glissements de taille modeste de faible profondeur..... 20

Figure I.12:La substitution se limite à des bêches..... 20

Figure I.13 : Les déplacements de la masse instable..... 21

Figure I .14 : Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau..... 22

Figure I.15 : Drain subhorizontal..... 22

Figure I.16 : Enrochement..... 24

Figure I.17 : Gabion..... 24

Figure I.18 : Ouvrage rigide 25

Figure I.19 : Nappe en géo synthétique 25

Figure I.20 : Systèmes d'ancrages 26

Figure I.21: Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés 27

Chapitre II :

Figure II .1 : Vue satellite du tracé en Google Arth..... 29

Figure II. 2 : Extrait de la carte géologique de Blida en 1/200 000..... 30

Figure II. 3 : Ouvrage hydraulique existant de faible section hydraulique..... 31

Figure II. 4 : Chemin rural stable à ce jour..... 31

Figure II. 5 : Etat décomprimée des argiles en surface caractérisant le versant sur lequel reposera le remblai. 32

Figure II.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie..... 33

Chapitre III :

Figure III.1 : Gestion des phases et situations..... 51

Figure III.2 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec..... 52

Figure III.4 : Exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren 4 (avec affichage de tous les cercles calculés) 53

Figure III.5 : Principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques) 53

Figure III.6 : Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) 54

Figure III.7 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs)..... 56

Figure III.8 : Le menu principal..... 57

Figure III. 9 : Exemple du menu Données..... 58

Figure III. 10 : Exemple de menu contextuel (mode phasage, clic droit sur une couche de sol) 58

Figure III. 11 : La barre de boutons principale..... 59

Figure III. 12 : La barre de boutons contextuelle "Données"..... 59

Figure III. 13 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"..... 60

Figure III. 14 : Navigateur des phases et situations..... 61

Figure III. 15 : Boîte de dialogue Description générale..... 62

Figure III. 16: Fenêtre de propriétés d'un point ou d'un segment..... 63

Figure III. 17 : Boîte de dialogue Géométrie (3 onglets)..... 63

Figure III. 18: Cas des surcharges "à cheval" sur plusieurs segments..... 64

Figure III. 19 : Boîte de dialogue Caractéristiques des sols..... 64

Figure III. 20 : Définition des phases successives..... 65

Figure III.21 : Définition d'une nappe phréatique..... 65

Figure III. 22 : Définition des points formant le toit de la nappe phréatique..... 66

Figure III. 23 : Exemple de représentation graphique de nappe phréatique..... 66

Figure III.24 : La géométrie du talus. 69

Figure III. 25 : Stabilité du talus (phase 1) avec séisme..... 71

Figure III.25 : Stabilité du talus (phase 1) sans séisme..... 72

Figure III.26 : Stabilité du talus (phase 2) avec séisme..... 72

Figure III.27 : Stabilité du talus (phase 2) sans séisme..... 73

Figure III.28: Solution proposée pour le talus..... 75

Figure III.29 : Longrine de couronnement..... 76

Figure III.30 : Résultat de vérification de la stabilité de talus..... 76

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I.1 : Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement Vd (Cruden and Varnes) 6

Tableau I.2 : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement..... 10
Tableau I.3 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement 11

Chapitre II :

Tableau II.1 : Les essais in situ..... 34

Tableau II.2 : Les valeurs de la résistance..... 37
Tableau II.3: Le niveau de la nappe phréatique..... 39
Tableau II. 4 : Les différentes propriétés d'identifications..... 40
Tableau II.5 : La classification selon L.C.P.C..... 41
Tableau II. 6 : Résultats de Limites d'Atterberg..... 41
Tableau II. 7 : Résultats de compressibilité à l'Oedomètre..... 42
Tableau II.8 : Résultats de l'essai à la boite de Casagrande CD..... 42
Tableau II. 9 : Résultats de l'essai à la boite de Casagrande UU..... 43
Tableau II. 10 : Résultats d'identification des matériaux études 43
Tableau II. 11 : La classification selon LCPC..... 44
Tableau II. 12 : Interprétation des résultats..... 45

Tableau II. 13 : Résultats de compressibilité à l'Oedomètre..... 46
Tableau II. 14 : Résultats de cisaillements UU..... 46
Tableau II. 15 : Résultats de cisaillements CD..... 47

Chapitre III :

Tableau III.1 : Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement drainé). 68

Tableau III. 2: Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement non drainé). 68
Tableau III. 3 : Coordonnées de la géométrie du talus..... 69
Tableau III. 4 : Différentes phases réalisées par Talren..... 71

INTRODUCTION GENERAL :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. De nombreux paramètres naturels ou anthropiques (géologie, hydrogéologie, urbanisation...etc.) conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain.

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et en contraintes effectives à long terme.

Plusieurs méthodes de calcul existent pour étudier la stabilité d'un talus à savoir les méthodes théoriques telles que les méthodes d'équilibre limite (Fellenuis, Bishops, Jambu…) implantés dans des logiciels tel que : Géoslope, Slide, Talren. Les méthodes numériques basées sur la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis implantés dans des logiciels tels que Plaxis 2D.

L'objectif principal est d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique et économique. Pour atteindre cet objectif, nous avons organisé notre mémoire en trois chapitres :

Le premier chapitre est une étude bibliographique comportant des généralités sur les mouvements de terrains, les méthodes de calculs du coefficient de sécurité, ainsi que les différentes techniques de stabilisation des talus.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet.

Le troisième chapitre est consacré la modélisation du projet et les solutions de confortement.

Chapitre I

Etude Bibliographique

I. Généralité sur les mouvements de terrain :

I.1. Introduction :

Les glissements de terrains sont à l'origine de la déstabilisation du sol et même les constructions avoisinantes, l'ignorante de ce phénomène naturel ou sa négligence peut causer des pertes humaines et matérielles. Du faite de parler des pertes humaines ceci veut dire que c'est impardonnable qu'un ingénieur ignore ce phénomène naturel et c'est un crime de le négliger dans le choix du sol qui servira comme assiette pour les différentes constructions.

L'étude des glissements de terrain et la prévention sur les risques qu'ils peuvent causer relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

L'étude de ce phénomène nécessite un maitrise en géotechnique afin de bien profité des différents documents à savoir les cartes géologiques, les cartes topographiques, ainsi que les essais in-situ et les essais au laboratoire, en suivant bien sûr certaine consignes spécifiques aux études de glissement de terrains en vue de procéder à une étude détaillée de l'instabilité des talus.

I.2. Les différents types de mouvement :

De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrains,
En faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau ; cinématique du mouvement ; vitesse du mouvement ; morphologie et type de surface de rupture ; cause de la rupture ; l'âge de la rupture, etc.

La classification de Nemcok et al. (1972), est basées sur le caractère géo-mécanique des mouvements de pente et de leur vitesse, quatre (04) processus sont distingués : fluage ; glissement ; écoulement et écroulement. Classification avec Varnes (1978) , les types de mouvements de versant sont suivants : éboulements ; Glissements ; Extension latérale ; Ecoulement ; Complexes ; Echelle de vitesse.

La classification de Varnes (1987) est également proposée afin de caractériser le degré d'activité des différents mouvements (figure 1.1).

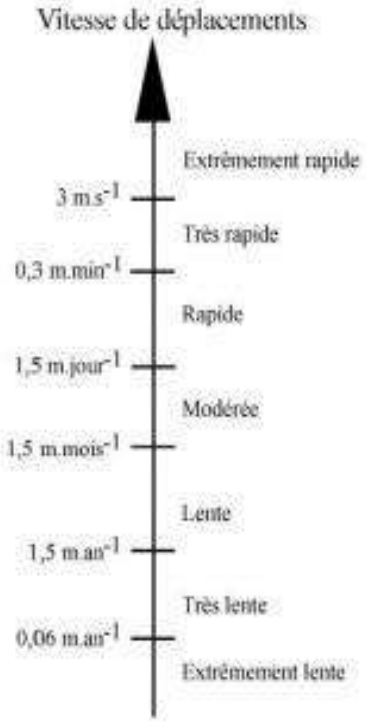


Figure I.1 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements

I.3. Définitions des glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaire dans les versants et les talus qu'on peut qualifier comme étant une cinématique commençant du sol vers le centre de la terre créant ainsi une surface de cisaillement (rupture), cette dernière peut être circulaire, tabulaire ou quelconque dans certains sols hétérogènes, dans la roche un arrachement de masse qui est causé par le cumule de plusieurs discontinuités.

La surface de rupture d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles [1].

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés [10].



(a) (b)

Figure I.2: Illustrations des différentes échelles des glissements de terrain

a) **_ Cas (1) :** La Clapier, le plus grand glissement de terrain d'Europe (1100 m de long 750 m de haut, 50 millions m3),

b) **_ Cas (2) :** Glissement de terrain a rampe d'accès de la ville d'Azazga

I.4. Classification des glissements de terrain :

Les classifications visant à décrire et à déterminer les différents processus de déstabilisation de pente sont nombreuses:

- Les mouvements de fond (glissements profonds) ;
- Les mouvements superficiels

Dans le même contexte des classifications cinématique. Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain. Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale,

ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé.

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

Tableau I.1 : Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de Displacement Vd (Cruden and Varnes), [11]

Vitesse	**Description**
Vd < 16mm/an	Extrêmement lent
16 mm/an < Vd < 1.6 m/an	Très lent
1.6 m/an < Vd < 13m/mois	Lent
13m/mois < Vd < 1.8m/h	Modéré
1.8m/h< Vd < 3m/mn	Rapide
3m/mn< Vd < 5m/s	Très rapide
Vd > 5m/s	Extrêmement rapide

I.4.1. Classification selon le type de mouvement :

On peut citer des différents mouvements de terrain comme : chute ou éboulement, basculement, glissement, coulées, fluage.

I.4.1.1.Éboulement en chute de pierre :

La chute libre de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement [7].





Figure I.3 : Éboulement on chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. [12]

Les facteurs déclenchant peuvent être :

- les apports d'eau ;(la majorité des routes a Chréa sont beaucoup de fois endommagé on hiver par ces chutes)
- les cycles gel-dégel
- l'érosion
- le sous-cavage
- les séismes.

I.4.1.2. Basculement :

Un basculement est un mouvement de rotation vers l'aval autour d'un axe situé sous le centre de gravité de la masse en mouvement [13].

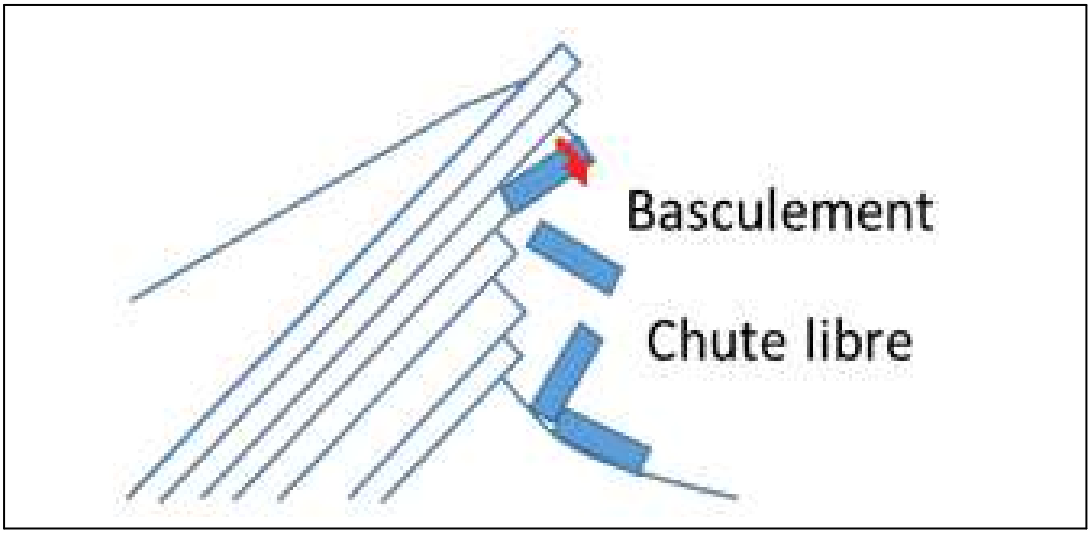


Figure I.4 : Basculement de terrain

I.4.1.3. Glissement :

Il s'agit de déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement plane, rotationnel simple, rotationnel complexe ou quelconque [15]

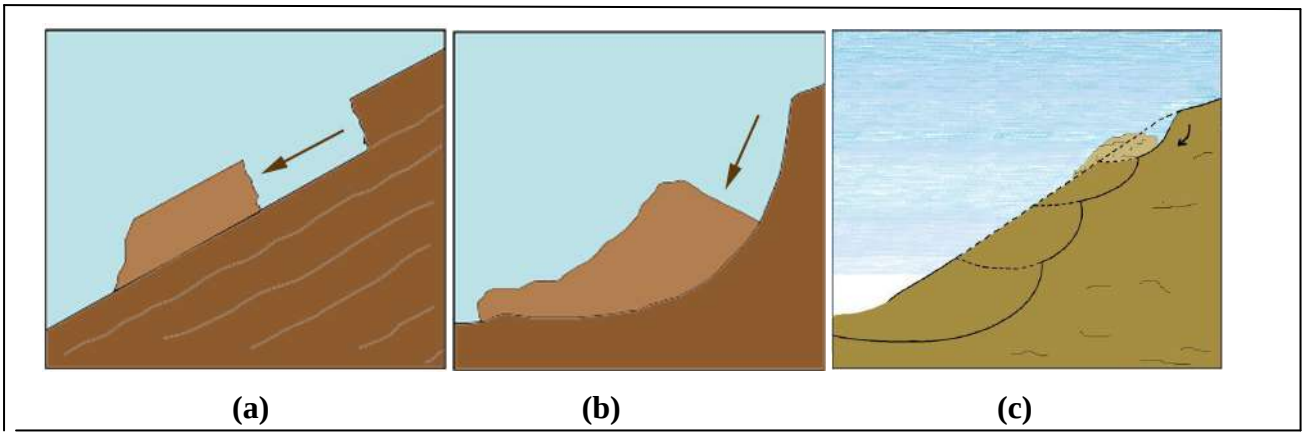


Figure I.5 : Glissement de terrain

(a) : Glissement plane

(b) : Glissement Rotationnel

(c) : Glissement rotationnel complexe

Lorsque le terrain ou le matériau de remblai est relativement homogène et isotrope, les surfaces de rupture probables sont les surfaces de rupture circulaires.

Pour les pentes dans des sols stratifiés, dont les propriétés de résistance ont des variations considérables, il convient d'accorder une attention particulière aux couches ayant les résistances les plus faibles. Cela peut nécessiter d'analyser des surfaces de rupture non circulaires [15]

- Le glissement plan ou la surface de glissement est plane (figure 1.5(a)). Il s'agit souvent de toit d'une couche de mauvaise résistance

- Le glissement rotationnel simple, ou la surface de glissement est de forme approximativement cylindrique (figure 1.5(b)).

- Le glissement rotationnel complexe, qui se manifeste en général sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaine (figure 1.5(c)).

- Glissement quelconque : le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des cas précédents [9].

I.4.1.4. Coulées :

Le mouvement vers le bas de sédiments ou de pierres s'apparentant au mouvement de fluides

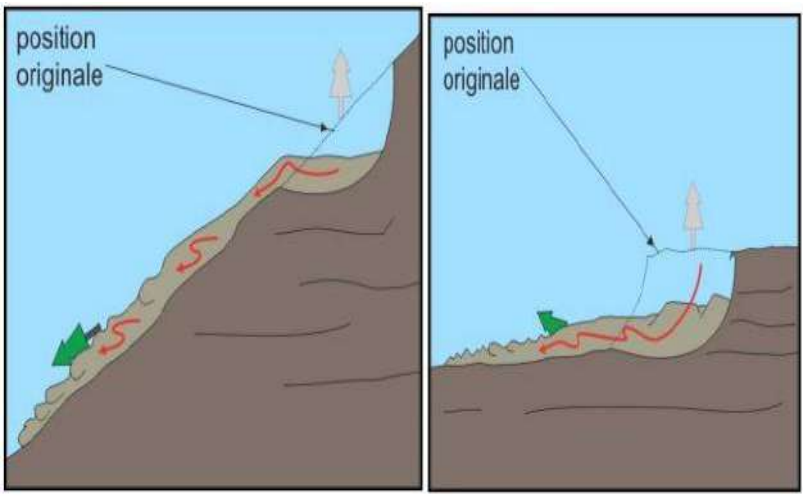


Figure I.6 : Coulée-glissement

I.4.1.5. Fluage :

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

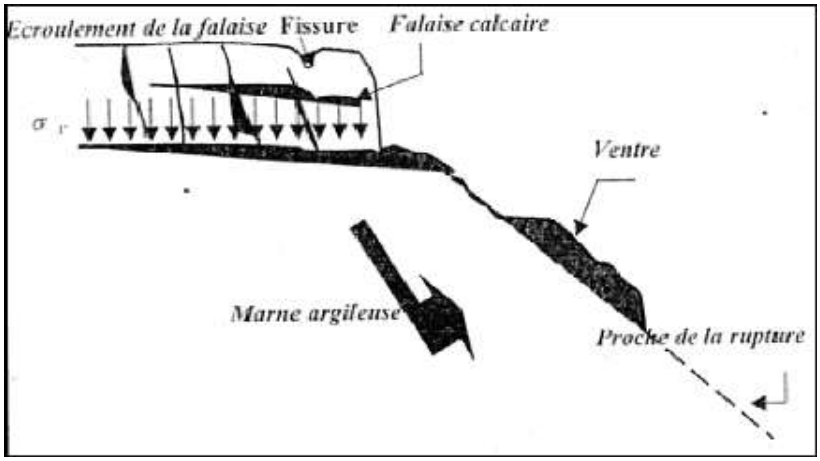


Figure I.7 : Le phénomène du fluage

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements).

Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

I.4.2. Classification selon la profondeur de glissement :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de Classification selon la profondeur de la surface de glissement [1]

Tableau I.2 : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement [1]

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	<2m
Semi-profonde	2-10m
Profonde	10-30m
Très profonde	>30m

I.4.3. Classification selon la vitesse de glissement :

Le tableau suivant présente la classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [1]

Tableau I.3 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement)

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

I. 5. Notion de coefficient de sécurité :

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ max à la contrainte de cisaillement (τ) s'exerçant réellement sur la surface [1] :

$$Flocal = \frac{\tau max}{\tau} = \frac{\sigma' \times tg\varphi' + c'}{\tau}$$

Avec σ: Contrainte effective

φ : Angle de frottement

c : Cohésion

- Si F > 1 il n'y a pas rupture ; si F = 1, il y a rupture locale.

- F diminue lorsque τ augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se Produisent essentiellement en période pluvieuse.

I. 5.1. Coefficient de sécurité en rupture plane :

Pour un modèle de calcul c'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 1.8 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 U L 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
F = τ max /τ. [15]

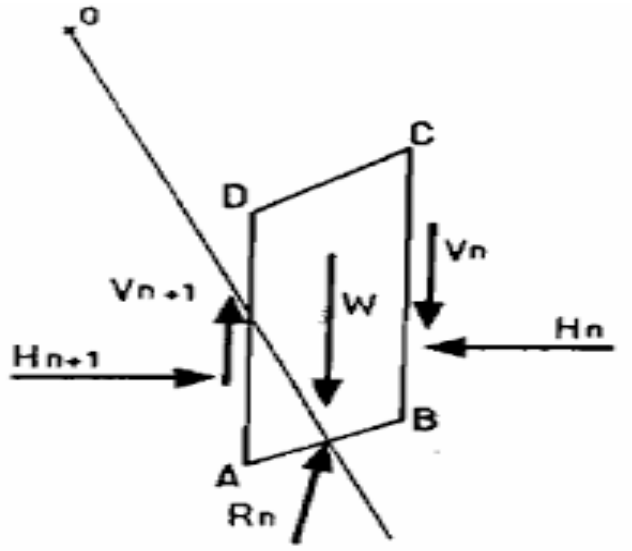


Figure I.8: Glissement plan : équilibre d'un bloc

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit : [6]

$$\tau\, max \;=\; C\,'\frac{dx}{cos\beta} + \;(N \;-\; U)\; tan\varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$f = \frac{2\ c'}{\gamma \sin 2\beta} + \frac{(\gamma h - \gamma w\ hw)\ \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie

Pour un matériau purement frottant :

En l'absence d'eau : $F = \frac{\tan \varphi'}{\tan\beta}$

Lorsque la nappe affleure en surface($hw = h$) :$F = (1 - \gamma)\ \frac{\tan \varphi'}{\tan\beta}$

Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2\ \mathrm{Cu}}{\gamma \sin 2\beta}$$

I. 5.2. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire :

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe [1] est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture : $F = \frac{\mathrm{Mrésistant}}{\mathrm{Mmoteu}}$

I.6. Les différentes méthodes de calcul de la stabilité :

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

Pour les méthodes qui se base sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ…..).
- Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP…).

I.6.1. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) :

On décompose la masse en mouvement en tranches verticales dont on étudie l'équilibre statique. Équilibre de chaque tranche : (figure1.9)

- Projection sur Ox : $d_H + N'.\sin\alpha - T'.\cos\alpha = 0$ n équations
- Projection sur Oy : $d_V + N'.\cos\alpha - T'.\sin\alpha = W$ n équations
- Moment global: $S[T'.R] = S[M(Wi)]$ 1 equation

Coefficient de sécurité : $F = \frac{N'.tg\varphi' + C'.ds}{T}$ n équations

Soit au total : 3n + 1 équations

4n – 1 inconnues : n-1 fois Hi et Vi, n fois N'i et T'i, et F

Nécessité d'hypothèses complémentaires (différence entre les multiples méthodes de calcul : Bishop et Fellenuis).

I.6.2. Méthode de Fellenuis (1927) :

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : Hi = Vi = 0

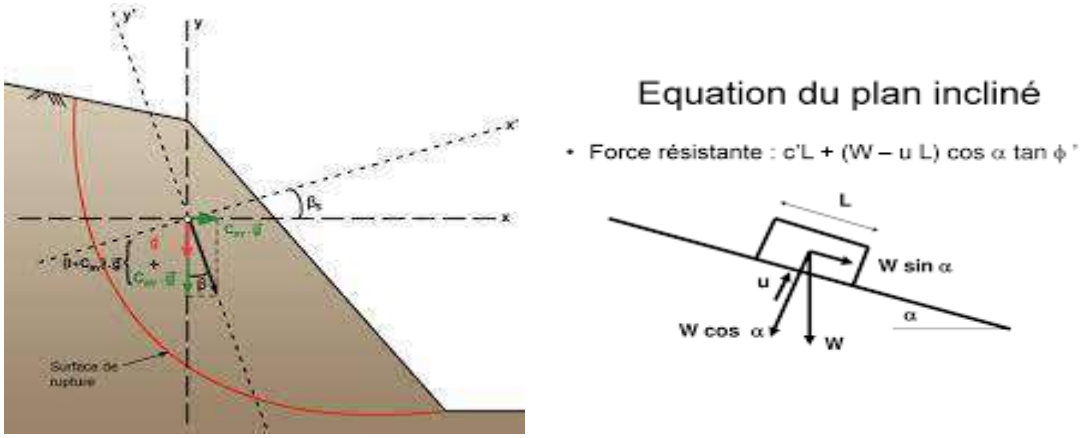


Figure I.9 : Equilibre d'une tranche de sol

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos 2\alpha$$

$$\tau = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau max}{F}$$

$$\tau max = (\sigma - u)\, tg\, \varphi' + C'$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos 2\,\alpha) - u] tg\varphi' + C}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin\alpha$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{([\gamma i \times hi \times \cos 2\alpha i) - ui] tg\varphi' i + Ci'). ds}{F} \times R = \sum_1^n [(\gamma i\, n\, 1 \times hi \times \cos\alpha i \times \sin\alpha i). dsi] \times R$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où :

$$F = \frac{\sum_1^n [[(\gamma i \times hi \cos 2\ \alpha i) - ui]\ tg\varphi' i + C'].dsi}{\sum_1^n \sum [\gamma i\ n\ 1 \times hi \times \cos\alpha i \times \sin\alpha i].dsi}$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites

(30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids

de chaque tranche.

$Wi = \gamma i \times hi \times dxi$ Avec $dxi = dsi \times cos\alpha i$

D'où :

$Wi = \gamma i \times hi \times cos\alpha i \times dsi$ et en remplaçant dxi par bi (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n (Wi \times \cos\alpha i - (ui \times bi \cos)) tg\varphi' i + C' i \times bi \cos\alpha i}{\sum_1^n Wi\ n\ 1 \times \sin\alpha i}$$

I.6.3. Méthode de Bishop simplifiée (1954) :

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches :

Vi = 0 et Hi ≠ 0

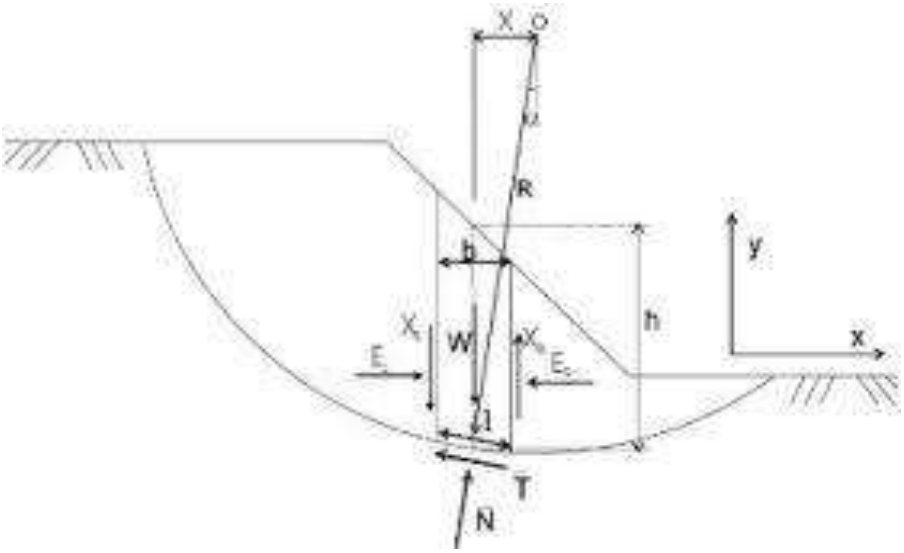


Figure I.10: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec :

$$\tau = \frac{(\sigma - u)\,tg\varphi'}{F} + \frac{C'}{F}$$

$$w = [(\sigma' + u)\,b] + \sigma' \times b \times tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F}\right) + \left(\frac{c'}{F} \times b \times tg\alpha\right)$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F}\sum_{1}^{n} [(\sigma' i \times tg\varphi' c) + C'] + \frac{bi}{\cos\alpha i} = \sum_{1}^{n} Wi\, n\, i \times \sin\alpha i \times R$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_{1}^{n} \frac{(Wi - (ui \times bi)tg\varphi' i] + (c' i \times bi)}{\cos\alpha i + \sin\alpha i \frac{tg\varphi' i}{F}}}{\sum_{1}^{n} Wi \times sin\alpha i}$$

La valeur initiale du coefficient F est obtenue, en général, par la méthode de Fellenuis ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

Lorsqu'on choisit une méthode de calcul, il convient de tenir compte de ce qui suit :

- La stratification du sol ;
- L'occurrence et l'inclinaison des discontinuités ;
- Les écoulements et la distribution des pressions interstitielles ;
- La stabilité à court terme et à long terme ;
- Les déformations de fluage dues au cisaillement ;
- Le type de rupture (surface circulaire ou non-circulaire ; éboulement ; écoulement) ;
- L'utilisation de méthodes numériques.

I.6.4. Recherche de cercle de critique :

Le cercle critique est défini comme le cercle de glissement ayant le plus petit coefficient de glissement. Comme la méthode d'analyse emploie différentes hypothèses, le cercle critique peut varier d'une méthode à l'autre. Où il est choisi parmi le tri de plusieurs cercles étudiés définis chacun par son centre et son rayon. Sa recherche consiste à choisir par plusieurs cercles celui ayant le petit coefficient de glissement.

I. 6.5. La méthode des droites perpendiculaires :

a- Parmi une infinité de centres de cercles de glissement et une infinité de rayons, figure le cercle ayant le plus petit coefficient de glissement connu souvent comme le cercle critique

b- Pour qu'un talus reste stable, il faut que son cercle critique ait un coefficient de glissement supérieur au coefficient admissible.

c- Du pied du talus aval "o", on porte une droite verticale "oa" égale à la hauteur H du barrage, ensuite une droite horizontale "ab" égale à (4 à 5)H, et du point "b" une droite qui passe par le sommet aval de la crête.

d- Sur cette droite, on porte plusieurs points (o1, o2, ...,on) et pour chaque point on fixe (3à 6) rayons qui passe par une partie du talus et parfois par la fondation. Parmi les coefficients de glissement trouvés, on porte le plus petit sur le centre de son cercle par un segment perpendiculaire

e- Pour tous les points "oi", on trouve un cercle qui présente une valeur minimale du coefficient de glissement correspondant à un point critique o' sur la droite.

f- Sur une droite perpendiculaire à la première et qui passe par la point o', on refait le même travail, on trouve un deuxième point o". et pour une troisième droite un point o'" jusqu'à ce que deux points successives se coïncident.

g- Le dernier point de cette opération est appelé le centre du cercle critique et le plus petit coefficient de glissement correspondant est appelé le coefficient critique qui doit être supérieur au coefficient admissible.

I.7 .Traitement des glissements de terrain :

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation.
Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories :

1. Les terrassements ;
2. Les dispositifs de drainage ;
3. L'introduction d'éléments résistants.

I.7. 1. Les terrassements :

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

I.7. 1.1. L'allègement en tête de glissement :

Cela consiste à décharger la "tête du glissement". Ce déchargement entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels.

I.7. 1.2. La purge totale :

Cela consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur.

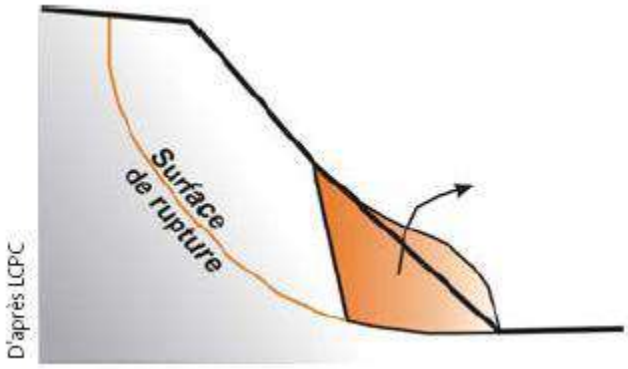


Figure I.11 : Glissements de taille modeste de faible profondeur

I.7.1.3. La substitution partielle :

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

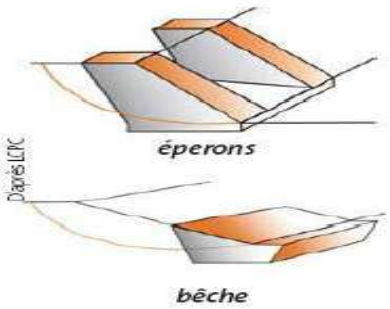


Figure I.12:La substitution se limite à des bêches

I.7.1.4. Le chargement en pied :

Le chargement en pied consiste à construire un ouvrage de butée en pied de glissement afin d'équilibrer les forces motrices et de contenir les déplacements de la masse instable. Il est en général associé à du drainage.

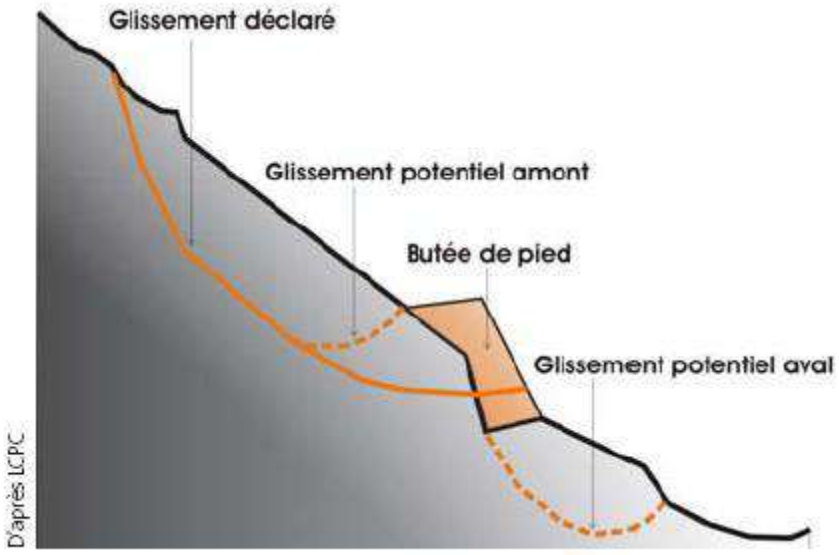


Figure I.13 : Les déplacements de la masse instable

I.7.2. Les dispositifs de drainage :

L'eau joue très souvent un rôle déterminant dans "le déclenchement "des glissements de terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable.

I. 7.2.1. Drainage de surface :

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.).



Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau (Alpes-Maritimes)

Figure I .14 : Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau

I. 7.2.2. Drains subhorizontaux :

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées.

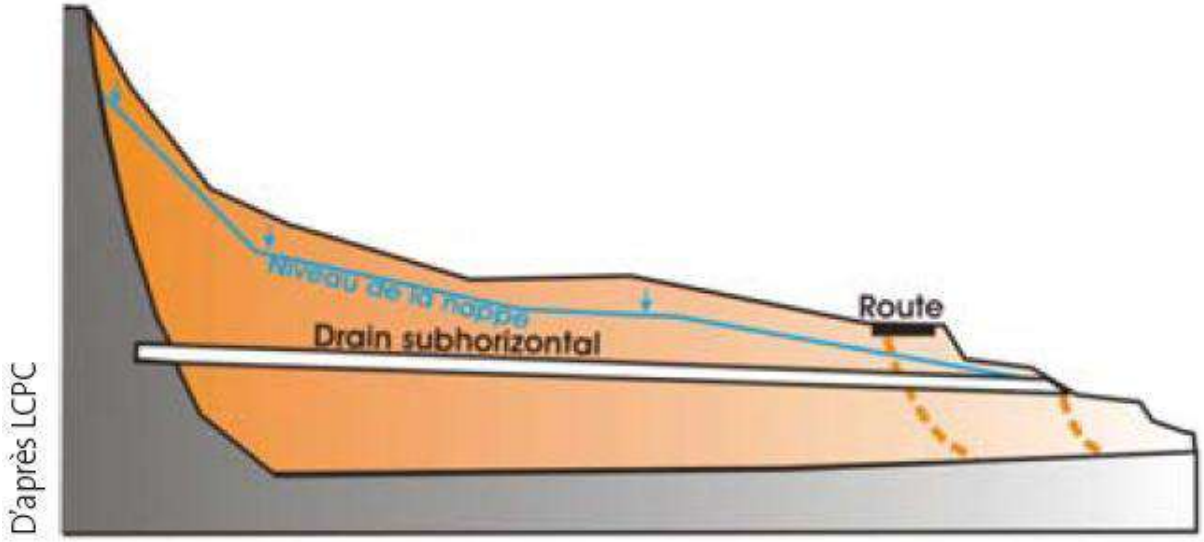


Figure I.15 : Drain subhorizontal

I.7.2.3. Tranchées drainantes :

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

I.7.2.4. Drainage profond :

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe, il peut s'agir de :

- Drains subhorizontaux.
- Drains siphons.
- De galerie drainante.
- De drains ou puits verticaux.

I.7.3. L'introduction d'éléments résistants :

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences.

Les éléments résistants (type ouvrages de soutènement, tirants, ancrages, rangées de pieux…) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

I.7.3.1. Enrochement :

Éperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sur la chaussée

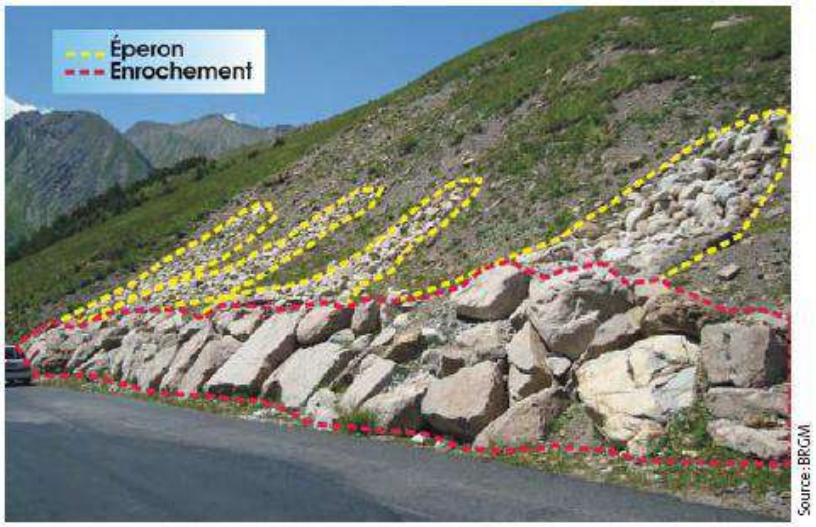


Figure I.16 : Enrochement

I.7.3.2. Gabions :

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



Figure I.17 : Gabion

I.7.3.3. Ouvrage rigide :

Partie supérieure souple : mur de pierres emboîtées, partie inférieure rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton).

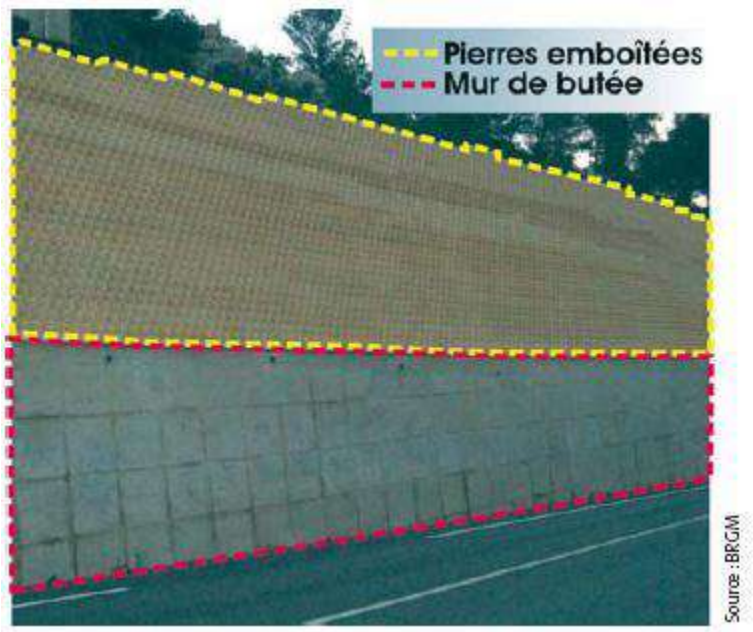


Figure I.18 : Ouvrage rigide

I.7.3.4. Nappe en géo synthétique :

Protection du talus à l'aide d'une nappe de géo synthétique fixée par des câbles et des ancrages (permet de limiter l'érosion par les circulations d'eau superficielles) et de béton projeté associé à des ancrages destiné à bloquer le mouvement du sol. Le long de la route un mur de soutènement empêche la progression des terrains sur la chaussée.

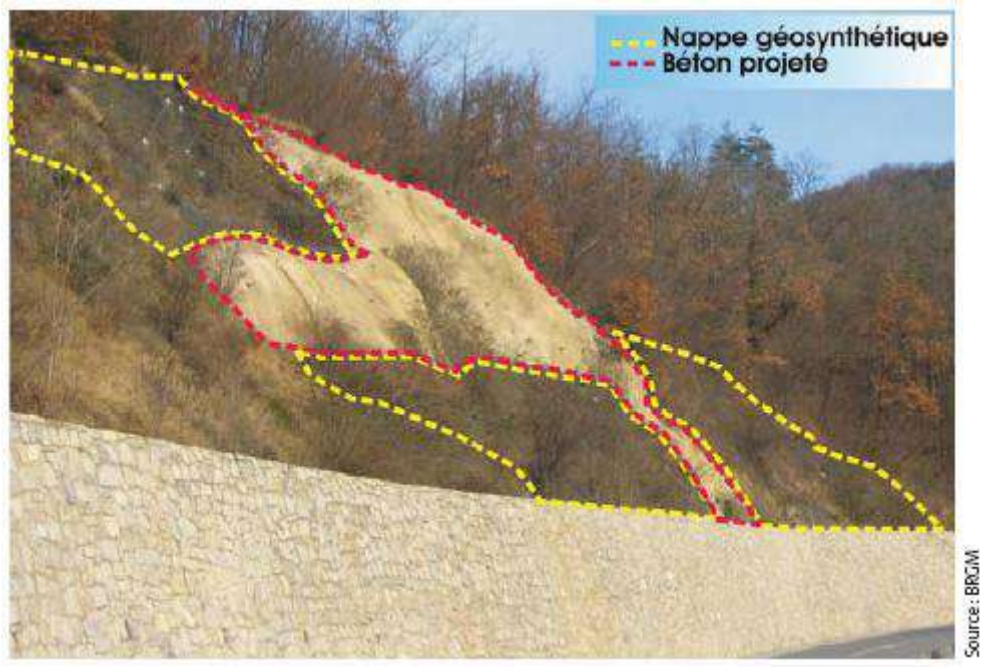


Figure I.19 : Nappe en géo synthétique

I.7.3.5. Systèmes d'ancrages :

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs.

Un ancrage passif est constitué par une ou plusieurs armatures (barres d'acier) scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière.

Les ancrages actifs sont constitués de barres ou câbles scellés en fond de trou au-delà de la zone instable et mis en tension (mesurée à l'aide d'un manomètre).

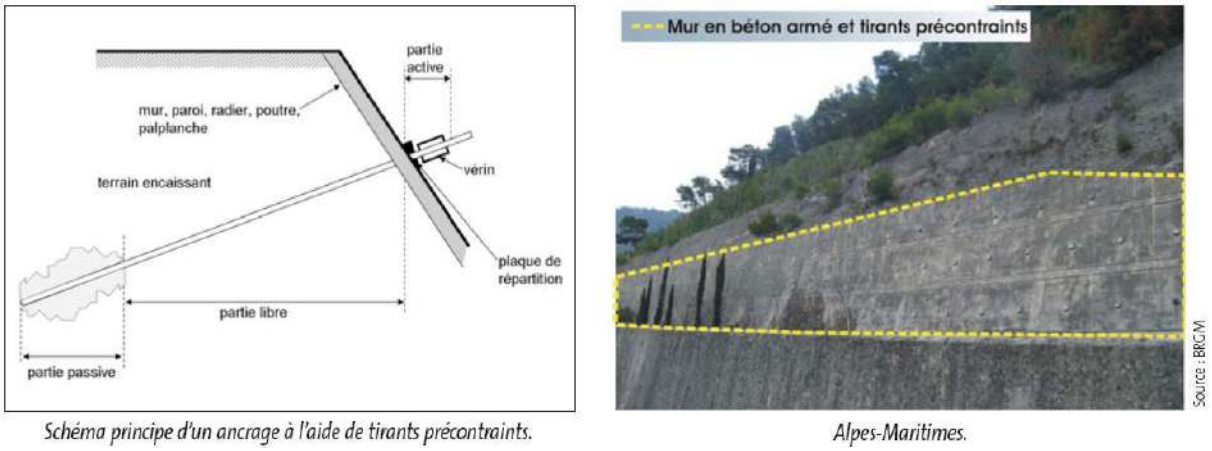


Figure I.20 : Systèmes d'ancrages

I.7.3 .6.Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés :

En partie haute : nappe de géotextile biodégradable favorisant la revégétalisation.

En partie inférieure écran réalisé en rondins de bois entrecroisés et remplissage de petits blocs.

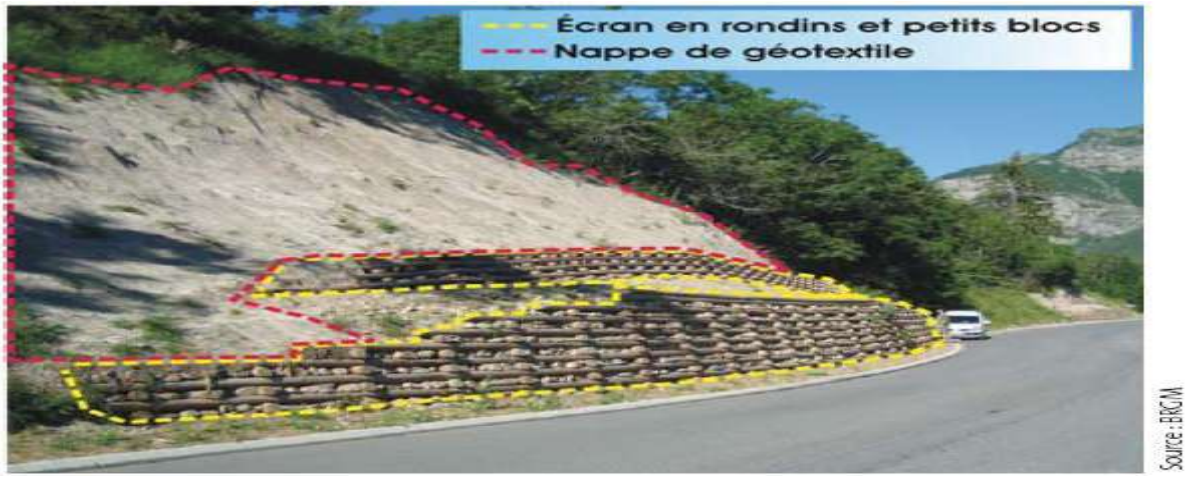


Figure I.21: Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés

I.8. Conclusion :

Lorsqu'on analyse des pentes naturelles, on a généralement l'avantage à faire d'abord un calcul utilisant les valeurs des caractéristiques, afin d'avoir une idée du facteur de sécurité global avant de commencer un calcul selon la norme. Il convient de tenir compte des expériences concernant des cas comparables, y compris pour les méthodes de reconnaissance, Lors de l'analyse de la stabilité générale du terrain, on doit prendre en compte tous les modes de rupture appropriés

Chapitre II

Présentation du projet

II. Présentation de la région :

II.1. Introduction :

Dans le cadre de marché, relative au confortement de glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, avec la DTP de Médéa, l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P) a procédé à une étude géotechnique du remblai au PK0+600 sur un linéaire de 150 m , afin de vérifier la stabilité générale et locale de cet ouvrage , ainsi que les solutions de confortements dans le cas ou il y a l'instabilité.

Un programme de reconnaissance géotechnique a été entrepris, comprenant un relevé sur site, et examen des lieux, et la réalisation d'un levé topographique.

Le présent rapport de visite du site et programme d'investigation géotechnique AU PK 0+600 a pour objectif de vérifier la stabilité locale et générale du remblai et de préconiser des solutions de confortement dans le cas au où il y a un risque d'instabilité.

II .2. Situation géographique et morphologique du site :

La zone d'étude fait partie de la commune de Draa Essamar est située à 4km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude. Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre coté du Djebel Nador, relief sur lequel Duvivier en 1840 avait fait installer le premier élément du télégraphe optique à 1119 m de latitude sur le Kef el Azri.

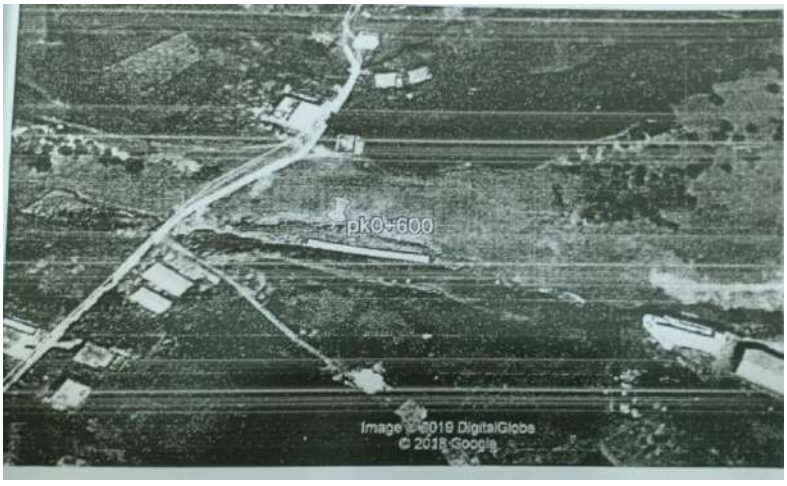


Figure II .1 : Vue satellite du tracé en Google Arth

II.2.1. Relief :

Cette zone possède une géomorphologie accidentée, avec un réseau hydrographique important (topographique chahutée).

L'ouvrage enjambe un oued, et repose de part et d'autre des talus du versant en place, cependant on ne remarque aucun indice de glissement visible sur les talus.

Un ouvrage hydraulique de petite section, permet les écoulements des eaux d'oued traversant de part et d'autre un chemin rural.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinorium de Blida et de Tablat, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud des quels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine, ils sont subdivisés en 3 types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes.

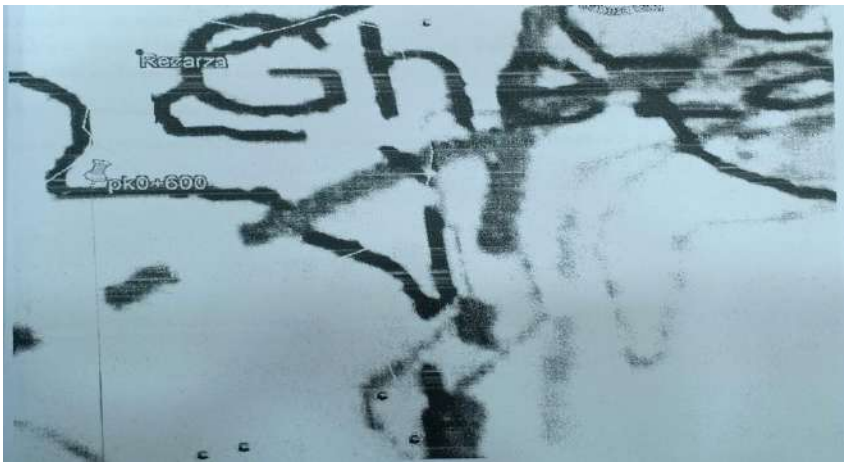


Figure II. 2 : Extrait de la carte géologique de Blida en 1/200 000

II.2.2. Reconnaissance visuelle in situ :

L'examen visuel des fronts de talus se trouvant au site étudié à permis de déceler deux principales zones :

Coté stable : on trouve des formations gréseuses et sableuses reposant sur des marnes dures formant les talus de part et d'autre de la zone.

II.3. Description des lieux :

Le profil en travers a réalisé est en remblai. La chaussée sera réalisée sur une bonne assise constituée de remblai compacte.

Notons aussi l'absence de fossé bétonné ainsi que des descentes d'eaux, ce qui permit l'érosion du talus par les eaux de ruissellement.

II.3.1. Dimensions de l'ouvrage :

La zone à remblayer s'étale sur un linéaire de 150 m, d'une hauteur maximale de 10 m.



Figure II. 3 : Ouvrage hydraulique existant de faible section hydraulique



Figure II. 4 : Chemin rural stable à ce jour



Figure II. 5 : Etat décomprimée des argiles en surface caractérisant le versant sur lequel reposera le remblai.

Présence de sillons caractérisant les écoulements d'eau pluviale sur le talus (érosion superficielle).

II.3.2. Condition sismiques :

D'après le document officiel (RPA 99 VER 2003) règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) la région de Médéa correspondant à la catégorie IIa avec (A=0,15g) selon le groupe d'usage ; nous rappelons qu'en absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismiques suivant :

$$Kh= 0,5A (\%g)$$

Avec :

(A) : est le coefficient d'accélération en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement pour notre cas on a pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de A=0.15 (RPA 99) :

$$Kh=0,5(0,15)=0,075$$

$$Kv= 0,3kh=0,022$$

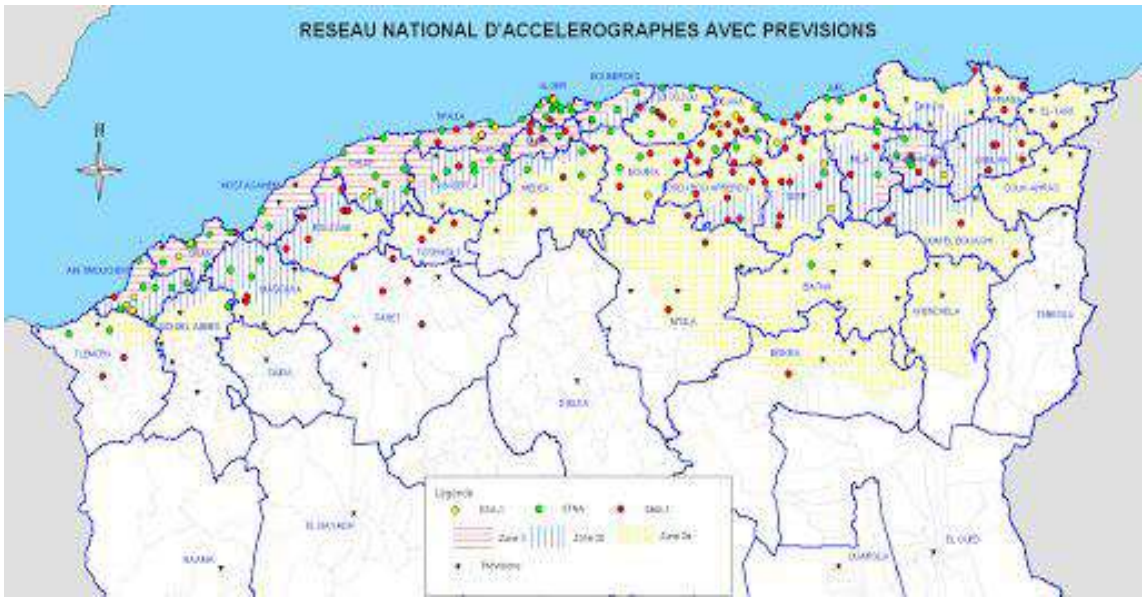


Figure II.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

II.4. Programme géotechnique :

II.4.1. Introduction :

Après une analyse minutieuse des données récoltées sur le terrain, et suite à l'expertise menée sur site, un programme géotechnique a été établi afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches de sol existant. Ces formations seront utiles pour confirmer les hypothèses énoncées sur la stabilité du remblai et vont permettre de dimensionner une solution fiable et assure un bon confortement de la zone d'étude.

II.4.2. Essais in situ :

Ils se résument en ce qui suit :

- Levé topographique à l'échelle 1/500 : il permet de relever tous les indices sur terrain et d'établir des profils servants de base de calcul de stabilité et dimensionnement des solutions de confortement.
- Sondage carottés : le plus important de cette compagne, ils permettent la confirmation des résultats des sondages pénétrométriques tout en permettant l'identification de la lithologie ainsi que l'échantillonnage nécessaire pour les essais en laboratoire.
  Leur nombre dépendent de la superficie de la masse, et seront au minimum de deux, un en amont et un en aval au cœur de la masse.

Un sondage doit être équipé d'un piézomètre afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau souterraine dans le temps.

- Pénétromètres dynamiques poussés au refus : qui ont pour objectifs l'estimation de la résistance du sol en fonction de la profondeur et la détection du toit du substratum servant de fondation pour l'ouvrage de confortement, ces sondages sont distribués de manière à cerner l'ensemble du terrain affecté par le glissement.

II.4.3. Essais au laboratoire :

A partir des sondages carottés des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoires dans le bute d'étudier les caractéristiques physiques et mécaniques.

Du fait que la zone ou le remblai reposera, la considération des caractéristiques des sols comme paramètres de calcul est primordial (essais mécaniques de type non drainés à la boite de cisaillement et triaxial drainé) est nécessaire pour le calcul de stabilité.

La consistance des essais in situ programmés ainsi que les essais de laboratoire est donnée dans le tableau 2.1 ci-dessous, l'implantation des essais in situ est mentionnée sur le plan d'implantation.

Tableau II.1 : Les essais in situ

Essais in situ	**unité**	**quantité**
Sondage carotté	MI	2*25 et 2*20
Essai au pénétromètre dynamique	U	15
Piézomètre	ml	45
Essai en laboratoire		
Essai physique	F	01
Essai mécanique	F	01

II.5. Objectif et déroulement de l'étude :

Le présent rapport de visite du site et programme d'investigation géotechnique a pour objectif de déterminer :

- ✓ La succession lithologique

- ✓ Les caractéristiques mécaniques des sols servant de base de calcul pour la stabilité du remblai.

II.6. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire :

S'agissant d'une étude géotechnique du sol notre mission s'inscrit dans le cadre de la classification géotechnique des missions au sens de la norme NF94-500.

Pour la reconnaissance in situ, il a été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation, il a été programmé et réalisé deux sondages carottés de 20 et 15m de profondeur chacun.

Ainsi un pénétromètre dynamique de type lourd a été mobilisé sur site, des essais de pénétration dynamique sont réalisés et poussés jusqu'ou refus.

II.6.1. Lithologie :

L'examen des coupes de sondage réalisé a permis de tirer la succession lithologique suivante :

Section (pk 0+500 au pk 0+600)

SC 01 :

La lithologie rencontrée et la suivante :

De 00.00 a 00.70 terre végétable.

De 00.70 a 02.80 argile compacte de couleur brunâtre.

De 02.80 a 05.20 grés dur et compacte de couleur jaunâtre.

De 05.20 a 05.50 sable fin de couleur jaunâtre.

De 05.50 a 16.00 marne dure et compacte de couleur grisâtre.

De 16.00 a 25.00 marne dure et compacte de couleur grisâtre.

SC 02 :

La lithologie rencontrée et la suivante :

De 00.00 a 00.50 terre végétable.

De 00.50 a 01.60 argile sableuse brunâtre.

De 01.60 a 06.00 grés dur et compacte de couleur jaunâtre.

De 06.00 a 11.00 marne plastique de couleur grisâtre.

De 11.00 a 25.00 marne dure et compacte de couleur grisâtre.

SC 03 :

De 00.00 a 02.00 grés dur et compacte de couleur jaunâtre.

De 02.00 a 06.00 marne plastique de couleur grisâtre.

De 06.00 a 20.00 marne dure et compacte de couleur grisâtre.

SC 04 :

De 00.00 a 06.00 argile sableuse de couleur brunâtre.

De 06.00 a 20.00 marne dure et compacte de couleur grisâtre.

II.6.2. Synthèse de la lithologie :

Les quatre sondages carottés montrent que le sous-sol de site est essentiellement composé de marne dur compacte grisâtre coiffé par des grés ; sable et argile sableuse.

II.6.3. Essais aux pénétromètres dynamiques :

II.6.3.1. 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 nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$Rd = M^2 H / (A\ e\ (M+P))$$

Avec :

M= masse de mouton.

H= hauteur de chute de mouton.

e = refus (pénétration moyenne par coup).

A= section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P= poids des tiges.

II.6.3.2. Résultats des essais :

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'evaluer la portance du sol support.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont n l'effort de pointe.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

Tableau II.2 : Les valeurs de la résistance

Essai N°	**Profondeur (m)**	**Résistance de pointe moyenne (bars)**	**Nature de sol**
PD 1	0 – 2 2 – 4 4 – 6.5	10 à 18 90 à 120 >180	Argile décomprimée Sable et grés Marne compacte
PD 2	0 – 1.5 1.5 – 4.5 4.5 – 6.0	8 à 42 90 à 150 >180	Argile décomprimée Sable et grés Marne compacte
PD 3	0 – 2 2 – 6 6 – 8	8 à 42 90 à 180 >180	Argile décomprimée Sable et grés Marne compacte
PD 5	0 – 1.8 1.8 – 3	18 à 46 90 à 300	Argile décomprimée Marne compacte
PD 6	0 – 2.0	18 à 36	Argile décomprimée

	2.0 – 5	60 à 300	Marne compacte
PD 7	0 – 2.5 2.5 - 4	18 à 42 60 à 300	Argile décomprimée Marne compacte
PD 8	0 – 1.0 >1.0	18 >60	Argile décomprimée Marne compacte
PD 9	0 – 1.8 >1.8	18 à 30 >60	Argile décomprimée Marne compacte
PD 10	>1.0	>120	Marne compacte
PD 11	0 – 1.0 1.0 – 3.0 3.0 – 3.5	30 à 90 90 >150	Argile décomprimée Argile compacte Sable et agrès
PD 12	0 – 2.0 2.0 – 4.0	30 à 50 >60	Argile décomprimée Sable et grés
PD 13	0 – 1.0 1.0 – 3.0 3.0 – 5.5	8 à 18 100 >180	Argile décomprimée Argile compacte Sable et grés
PD 14	>3.0	>60	Argile compacte
PD 15	0 – 3.0 3.0 – 4.5	42 à 60 >90	Argile compacte Sable et grés

II.6.3.3. Synthèse des résultats :

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit :

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites

par des pénétrogrammes en dents de scie jusqu'à 3m de profondeur

Les valeurs enregistrées montrent trois niveau de résistance de l'ordre de :

- Argile décomprimée en tête de talus et en pied (0.0 à 2.0m), résistance de 8 à

36bars.

- sable et grés compact (3.0 à 5.5m), résistance de 60 à 180 bars .

- marne tendre à dure (>5.5m), résistance supérieure de 60 à 300 bars.

NB : L'emplacement de ces essais est indiqué sur le plan d'implantation des essais in situ.

II.6.4. Régime hydraulique :

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. La pluviométrie, assez forte de la région avec épisodes neigeux

Un suivi piézométrique à été effectué dont les résultats sont ci-dessous :

Tableau II.3: Le niveau de la nappe phréatique

Sondage n°	**SC 2**	**SC 3**
Date de lecture	07/01/2019	19/03/2019
Niveau (m)	-2	-2

II.6.5. Essais de laboratoire :

II.6.5.1. Programme d'essai :

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux normes en vigueur et qui sont :

- ✓ Essai physique :

Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation

Mesure du degré de saturation

Mesure des densités

Analyses granulométriques

Limites d'Atterberg

- ✓ Essais mécaniques :

Essai de compressibilité à l'Oedomètre

Essais de cisaillement à la boite de Casagrande de type de drainé et UU et CD

Essais de cisaillement au triaxial UU

II.6.5.2. Présentation des résultats et interprétation :

- ✓ **Couche d'argile marneuse :**

II.6.5.2. a- Essais physiques :

- ❖ **Propriétés d'identifications :**

Les différentes propriétés d'identifications sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II. 4 : Les différentes propriétés d'identifications

SC N°	Profondeur (m)	ω (%)	ɤ d (t /m 3)	ɤ h (t/m3)	Sr (%)	Interprétation
SC 1	**2.0-2.4**	**18.8**	**1.86**	**2**	**100**	**Sol saturé, dense**
	3.0-3.4	**18**	**1.79**	**2**	**95**	**Sol détrempé, dense**
SC 2	2.5-2.85	19.95	1.76	2	100	Sol saturé, moyenne densité
	2.15-2.5	21.75	1.68	2	96	Sol détrempé, moyenne densité
SC 3	1.0-1.55	22.7	1.66	2	98	Sol détrempé, moyenne densité

Avec :

ω_{nat} : teneur en eau naturelle ; ω_{sat} : teneur en eau de saturation, γ_d: densité sèche, γ_h : densité humide ; Sr : degré de saturation.

Les densités sèches de 1.65 à 1.75 t/m3, un degré de saturation entre 91 à 92% et les teneurs en eau naturelle sont de l'ordre de 18.46 à 21.74%. Ces matériaux sont compacts, détrempé.

❖ **Granulométrie :**

Tableau II.5 : La classification selon L.C.P.C

SC N°	Profondeur (m)	%< 2 mm	%< 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC 01	03-3.4	100	100	Sol fin
SC 02	2.15-2.5	100	100	Sol fin
SC 01	2.0-2.4	100	100	Sol fin
SC 03	1.0-1.55	100	100	Sol fin

% < 2 mm : pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.

% < 80 µ : pourcentage des passants inférieurs à 80 µ.

❖ **Limites d'Atterberg :**

Tableau II. 6 : Résultats de Limites d'Atterberg

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC 1	2.0-2.4	58	28.6	29.4	Sol argileux, très plastique, dure
	3.0-3.4	62.2	30	32.2	Sol argileux, très plastique, dure
SC 2	2.15-2.5	67.3	31.7	35 .6	Sol argileux, très plastique, dure
	2.5-2.85	58	26.5	31.5	Sol argileux, très plastique, dure
SC 3	1.0-1.55	60.5	27.3	33.2	Sol argileux, très plastique, dure

Avec :

W_L : limite de liquidité, W_P : limite de plasticité, I_P : indice de plasticité, I_C : indice de consistance.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité de 58% à 67% et des indices de plasticité de 29% à 35%.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles très plastiques (At.)

II.6.5.2. b- Essais mécaniques :

- **Essai de compressibilité à l'Oedomètre :**

Des essais de compressibilité à l'Oedomètre ont été réalisés, les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau II. 7 : Résultats de compressibilité à l'Oedomètre

Sondage	**Pre.preconsolidation Pc (bar)**	**Coef.compressibilité Cc**	**Ind.gonflement Cg**
SC 01 (3.0-3.4)	8.29	0.172	0.057
SC 02 (2.5-2.85)	14	0.159	0.033

Il s'agit d'une formation moyennement compressible et non gonflante.

- **Essai à la boite de Casagrande :**

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisé à la boite de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

Des essais de type drainé ont été réalisés CD

Tableau II.8 : Résultats de l'essai à la boite de Casagrande CD

Sondage	**Cohésion C (bar)**	**Angle de frottement °**
SC 01 (2.5-2.85)	0.19	25.6
SC 02 (2.15-2.5)	0.14	23.7

Des essais de type UU ont été réalisés :

Tableau II. 9 : Résultats de l'essai à la boite de Casagrande UU

Sondage	**Cohésion C (bar)**	**Angle de frottement °**
SC 01 (2.0-2.4)	0.97	7.6
SC 0 3 (1.0-1.55)	0.72	1.4

- ✓ **Couche marne dure :**

II.6.5.2. c- Essais physiques :

- ❖ **Propriétés d'identifications :**

Tableau II. 10 : Résultats d'identification des matériaux étudiés

SC N°	**Profondeur (m)**	**ω %**	**ɣ d (t/m3)**	**ɣ h (t/m3)**	**Sr (%)**	**interprétation**
SC 01	4.4-4.7	20.6	1.7	2	94	Sol détrempé, moyenne densité
	8.0-8.5	12.7	1.94	2.03	87	Sol détrempé, dense
	18.0-19.0	11.3	1.99	2.04	84	Sol détrempé, dense
	22.6-22.8	10.45	2.07	2.05	92	Sol détrempé, dense
SC 02	8.4-8.85	22.3	1.67	2	98	Sol détrempé, moyenne densité
	11-11.3	15.8	1.89	2	100	Sol saturé, dense
	22.6-23	14	1.95	2	99	Sol saturé, dense
SC 03	3.4-3.9	21	1.69	2	95	Sol détrempé, moyenne densité
	8.0-8.5	15	1.92	2.02	100	Sol saturé, dense
	17-17.5	11.3	1.94	2.03	78	Sol détrempé, dense
SC 04	6.5-7	22.5	1.69	2	100	Sol saturé, moyenne densité
	8-8.5	21	1.7	2	96	Sol détrempé, moyenne densité
	15.5-15.95	14.6	1.94	2	100	Sol saturé, dense

Avec :

ω_{nat} : teneur en eau naturelle ; ω_{sat} : teneur en eau de saturation ; γ^d : densité sèche ; γ^h : densité humide ; Sr : degré de saturation.

Les densités sèches sont de 1.69 à 1.99 t/m3, un degré de saturation entre 84 à 100% et les teneurs en eau naturelle varient de 11 à 22%. Ces matériaux sont compacts, saturés à détrempés.

- **Granulométrie :**

% < 2mm : pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 8µm : pourcentage des passants inférieurs à 80 µm

Tableau II. 11 : La classification selon LCPC

SC N°	Profondeur (m)	%< 2mm	%< 80 µ	Classification selon LCPC
SC 01	4.4-4.7	100	100	Sol fin
	8.0-8.5	100	100	Sol fin
	18.0-19.0	100	100	Sol fin
	22.6-22.8	100	100	Sol fin
SC 02	8.4-8.85	100	100	Sol fin
	11.0-11.3	100	100	Sol fin
	22.6-23	100	100	Sol fin
SC 03	3.4-3.9	100	100	Sol fin
	8.0-8.5	100	100	Sol fin
	17.0-17.5	100	100	Sol fin
SC 04	6.5-7.0	100	100	Sol fin
	8.0-8.5	100	100	Sol fin
	15.5-15.95	100	100	Sol fin

❖ **Limites d'Atterberg :**

Tableau II. 12 : Les résultats des limites d'Atterberg

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC 1	4.4-4.7	59.6	29.4	30	Sol argileux, très plastique, dure
	8.0-8.5	56	26	30	Sol argileux, très plastique, dure
	18.0-19.0	56.8	26.2	30.6	Sol argileux, très plastique, dure
	22.6-22.8	66.6	32.2	34.4	Sol argileux, très plastique, dure
SC 2	11.0-11.3	60.9	27.4	33.5	Sol argileux, très plastique, dure
	22.6-23	58.6	29.2	29.4	Sol argileux, très plastique, dure
SC 3	3.4-3.9	59.7	27.5	32.2	Sol argileux, très plastique, dure
	8.0-8.5	53.3	24.8	28.5	Sol argileux, très plastique, dure
	17.0-17.5	52	25.6	26.5	Sol argileux, très plastique, dure
SC 4	6.5-7.0	59.5	27.4	32	Sol argileux, très plastique, dure
	8.0-8.5	53.7	25.4	28.3	Sol argileux, très plastique, dure
	15.5-15.95	63.2	30.3	33	Sol argileux, très plastique, dure

Avec :

W_L : limite de liquidité, W_P : limite de plasticité, I_P : indice de plasticité, I_C : indice de consistance

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité de 25 à 66% et des indices de plasticité de 25 à 30%

Selon la classification géotechnique USCS. Ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles très plastiques (At).

II.6.5.2. d- Essais mécaniques :

Des essais de compressibilité à l'Oedomètre ont été réalisés, les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau II. 13 : Résultats de compressibilité à l'Oedomètre

Sondage	**Pres.préconsolidation Pc (bar)**	**Coef.compressibilité Cc%**	**Ind.gonflement Cg%**
SC 1 (4.4-4.7)	1.97	15.8	7.3
SC 2 (8.4-8.85)	4.88	16.5	5.3
SC 3 (3.4-3.9)	2.07	20.66	8.9
SC 3 (8.0-8.5)	5.87	7.6	3.5
SC 4 (3.4-3.9)	2.82	21	6.3

Il s'agit d'une formation moyennement compressible et gonflante.

- **Essai à la boite de Casagrande :**

Des essais des cisaillements rapides réalisés à la boite de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

A court terme UU :

Tableau II. 14 : Résultats de cisaillements UU

Sondage	**Cohésion C (bar)**	**Angle de frottement °**
SC 04 (6.5-7.0)	0.7	0.44

A long terme CD :

Tableau II. 15 : Résultats de cisaillements CD

Sondage	Cohésion C (bar)	Angle de frottement °
SC 1 (4.4-4.7)	0.24	33
SC 2 (11.0-11.3)	0.36	37.8
SC 2 (22.6-23)	2.08	37.36
SC 4 (8.0-8.5)	0.03	26.8

II.7. Conclusion :

Cette visite de site nous a été un moyen pour une évaluation de la stabilité du site devant recevoir un remblai au PK 0+600, en définissant sa morphologie et sa cinématique.

Elle nous a permis aussi de récolté plusieurs indices sur site.

Sur la base de cette visite, une compagne géotechnique a été proposée comportant des essais in situ et au laboratoire, dont les résultats seront exploités pour donner une approche définitive sur la stabilité du remblai, suivant laquelle une solution finale sera proposée et dimensionnée ou cas ou il ya risque d'instabilité.

Chapitre III:

Modélisation et solution de Confortement

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel TALREN 4 pour modéliser le talus avec différents cas de charge en déterminant le facteur de sécurité et les cercles de glissement les plus probables. Une étude paramétrique sera menée dans le but de remonter vers le scénario le plus probable qui a causé l'instabilité du talus.

III.2.Présentation de logiciel TALREN 4 :

Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

III.3. TOUR D'HORIZON

III.3.1. L'interface graphique interactive

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des Principes suivants :

• La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la Souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.

• Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible: les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.

• Les données non nécessaires ne sont pas affichées: par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire: cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

• Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.

• De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (Sol, renforcements) sont disponibles.

III.3.2. La gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

• Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,

• Modification de certaines caractéristiques de sols,

• Modification des conditions hydrauliques.

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

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

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

• Une méthode de calcul différente,

• UN jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,

• Des conditions sismiques différentes,

• Une définition des surfaces de rupture différente.

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

Le principe de hiérarchisation des phases de calcul et des situations de calcul est illustré par un exemple sur la Figure 1.

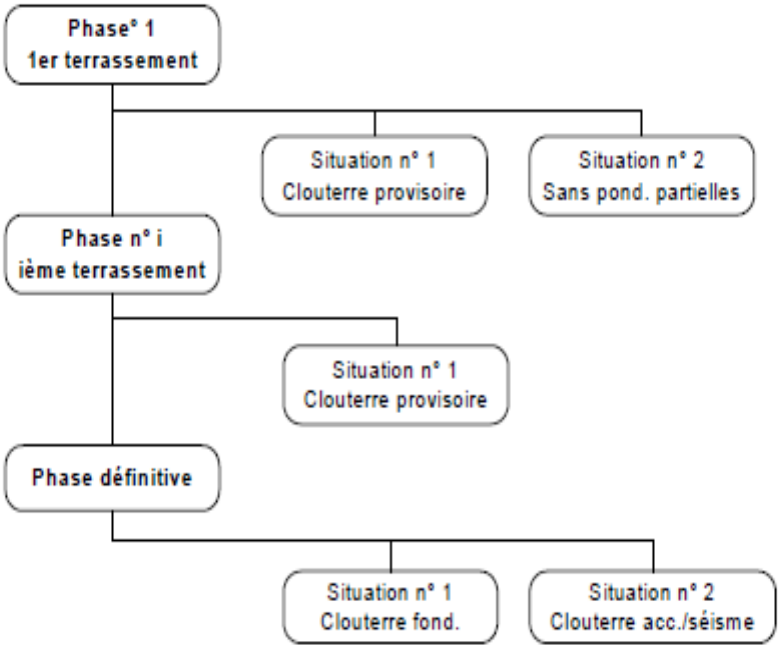


Figure III.1 : Gestion des phases et situations

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution.

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

Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

III.4. La recherche automatique de surfaces de rupture :

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel.

Cette option est compatible avec les modes "point de passage imposé" et "cercles tangents à une couche", et permet un balayage automatique de l'ensemble de l'espace possible pour les centres des cercles. Les figures suivantes illustrent le principe de balayage utilisé.

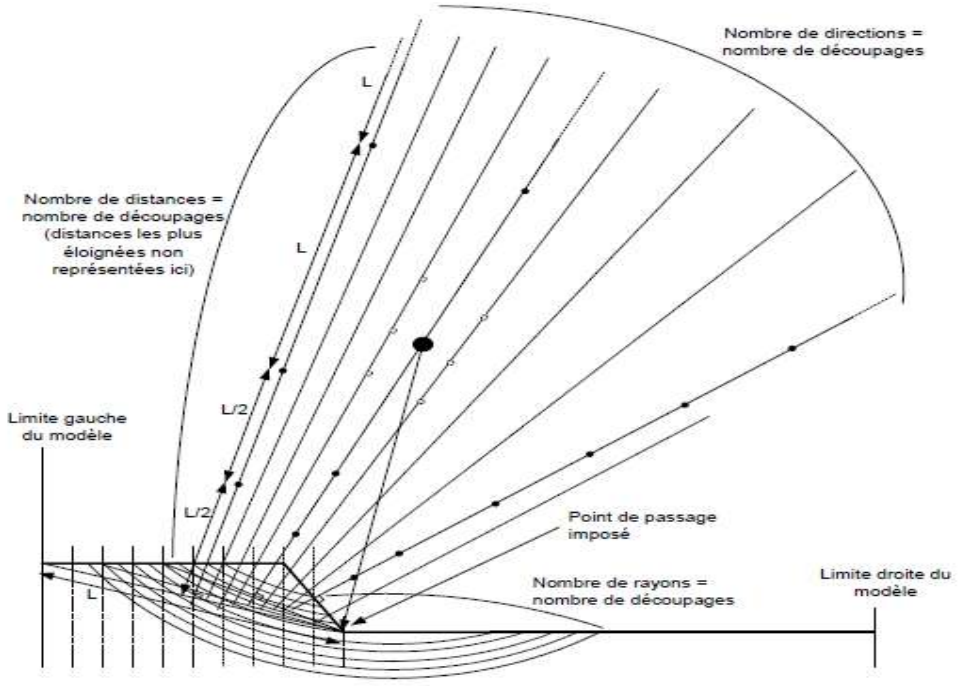


Figure III.2 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé : premier niveau de balayage

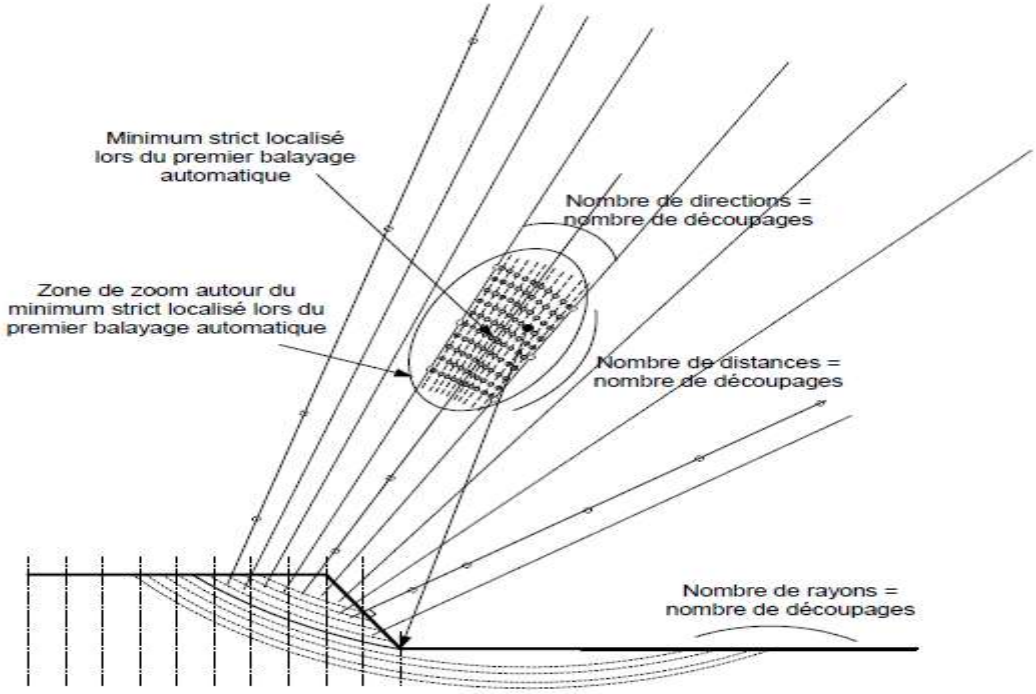


Figure III.3 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point

de passage imposé : deuxième niveau de balayage ("zoom")

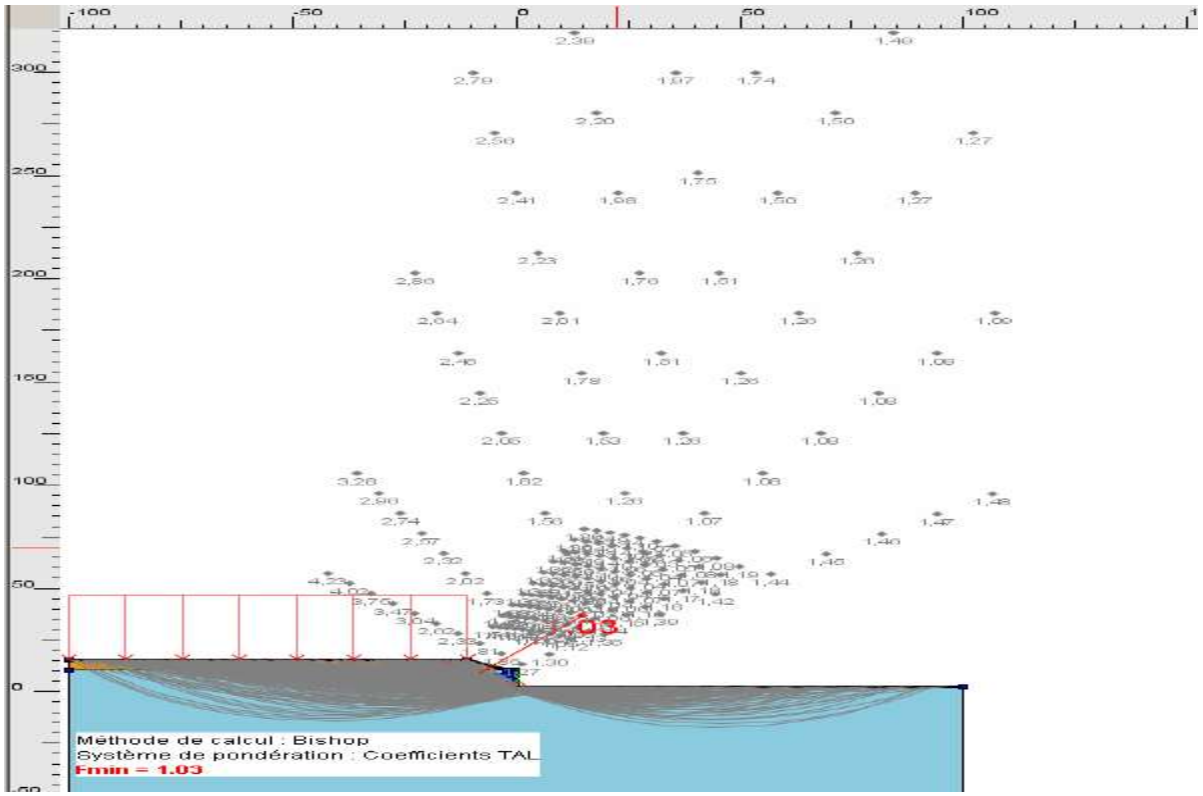


Figure III.4 : Exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren 4 (avec affichage de tous les cercles calculés)

D'autre part, dans le cas de la méthode du calcul à la rupture associé aux spirales logarithmiques, l'utilisateur précise un intervalle d'entrée et un intervalle de sortie pour la spirale, ainsi que quelques autres paramètres, et TALREN 4 effectue là-aussi une recherche automatique de l'ensemble de spirales correspondantes à ces intervalles d'entrée/sortie, comme illustré sur les Figure 5 et Figure 6.

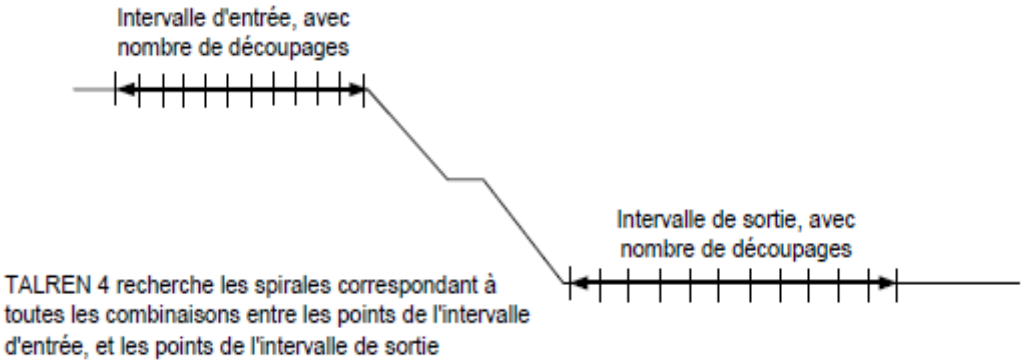


Figure III.5 : Principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques)

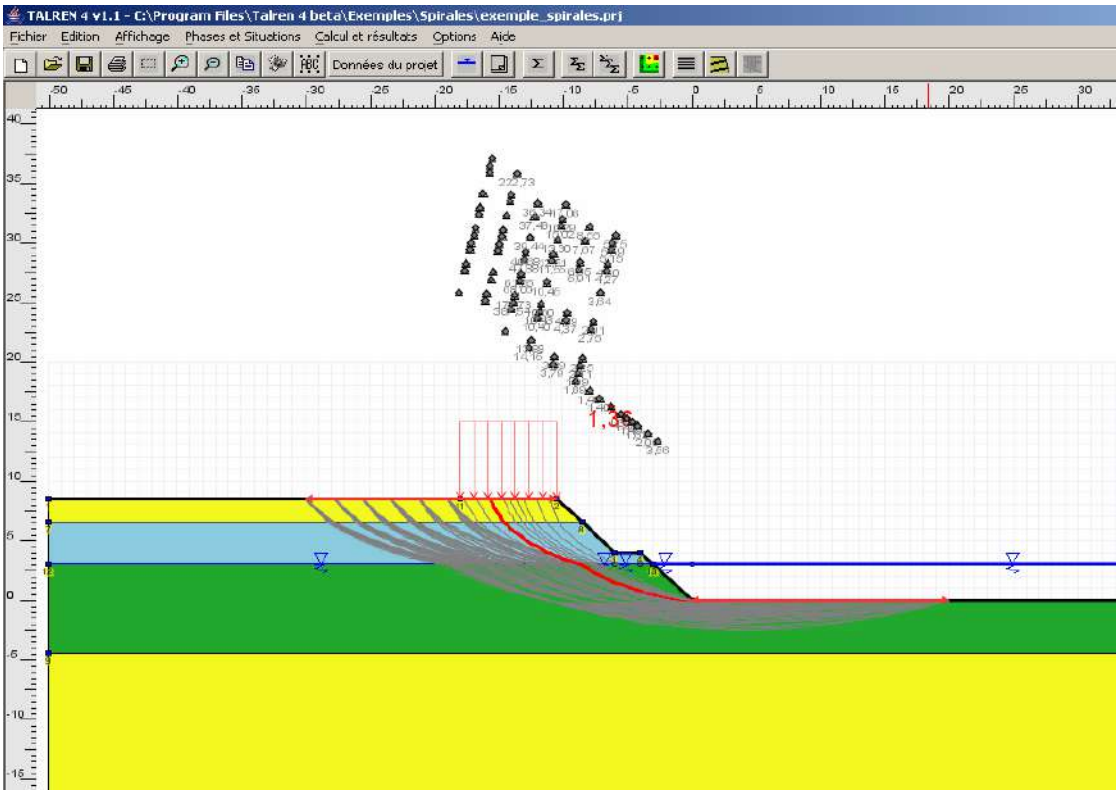


Figure III.6 : Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées)

III.4.1. La méthode de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) :

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop, perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques, Figure 6).

III.4.2.La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN, et avec PLAXIS :

La compatibilité ascendante de Talren 4 est assurée avec Talren 97.

D'autre part, Talren 4 permet de relire des fichiers Plaxis v8.

III.4.3. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface :

Le logiciel se décompose en deux grandes parties (appelés "modes" dans la suite) : le mode "Données" d'une part, et le mode "Phasage/calculs" d'autre part.

La démarche classique d'utilisation du logiciel est la suivante :

• Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données" ;

• Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant ;

• Définition ou modification des données générales (ou éventuellement aucune modification dans le cas d'un fichier existant) ;

• Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons contextuelle prévu à cet effet ;

• La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire ;

• La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire ;

• Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations ;

• Création si nécessaire d'autres phases, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations" ;

• Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle.

• Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.

III.5. Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

III.5.1. Les différentes zones à l'écran :

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

• Le menu principal (complété par le menu contextuel);

• La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles;

• Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs) ;

• La zone graphique;

• La barre d’état;

• Les boîtes de dialogue.

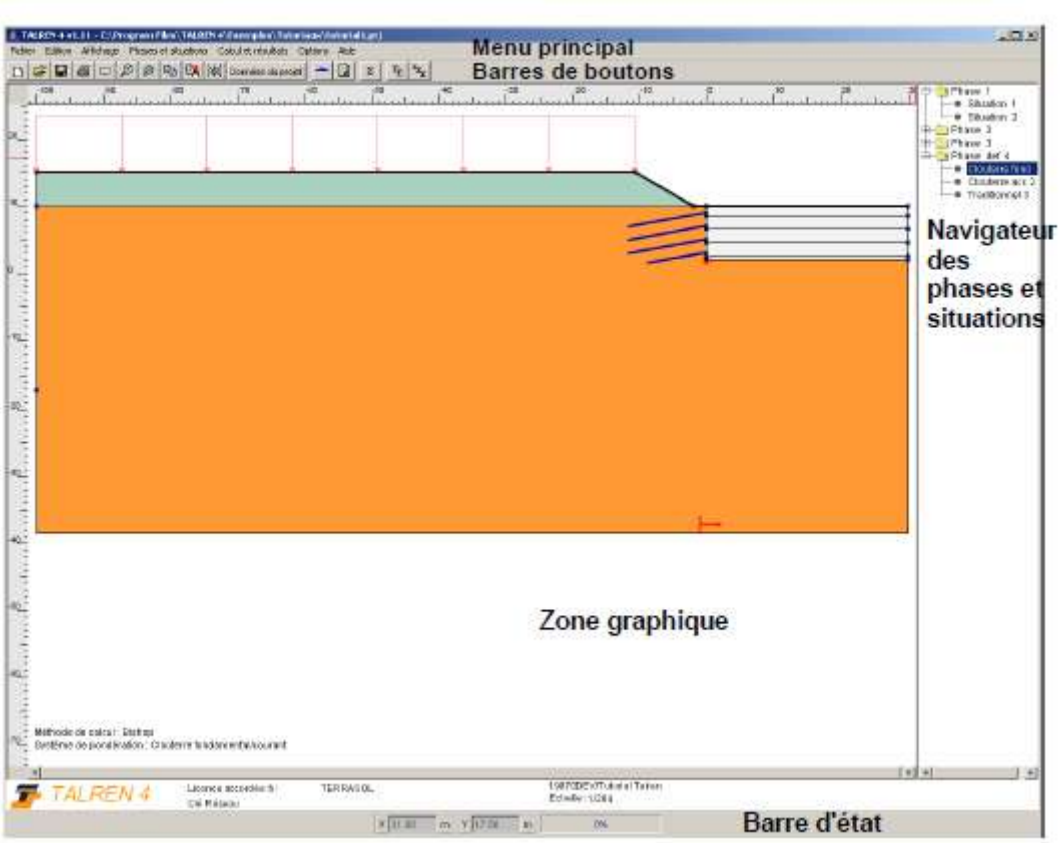


Figure III.7 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs)

III.5.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

III.5.2.1. Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 8, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Données
- Phases et situations
- Calcul et résultats
- Options
- Aide

Les menus "Données" d'une part, "Phases et situations" et "Calcul et résultats" d'autre part, ne sont pas affichés simultanément. Sont affichés ceux (ou celui) qui correspondent au mode "actif" du logiciel.

A tout moment, les options de menu non disponibles sont grisées. Par exemple, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" du menu "Affichage" est grisé si aucun renforcement n'a été défini.

Les options de menu sont toutes accessibles par un raccourci clavier du type "Alt + F + N" par exemple pour accéder au menu "Fichier", option "Nouveau". Les lettres à utiliser pour les raccourcis apparaissent soulignées dans le menu (conformément au standard des applications Windows), dès que l'utilisateur appuie une première fois sur la touche "Alt" du clavier.

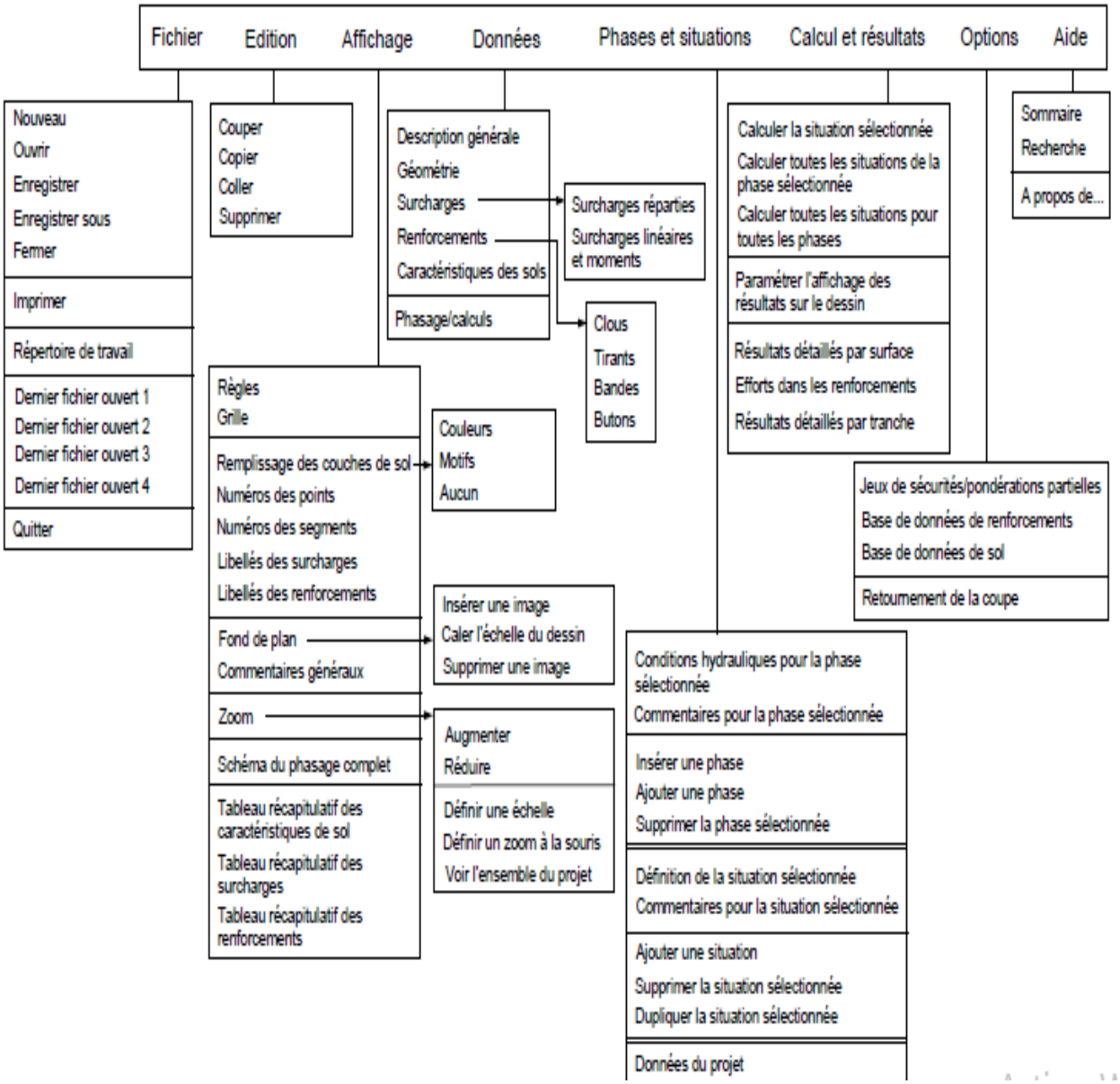


Figure III.8 : Le menu principal

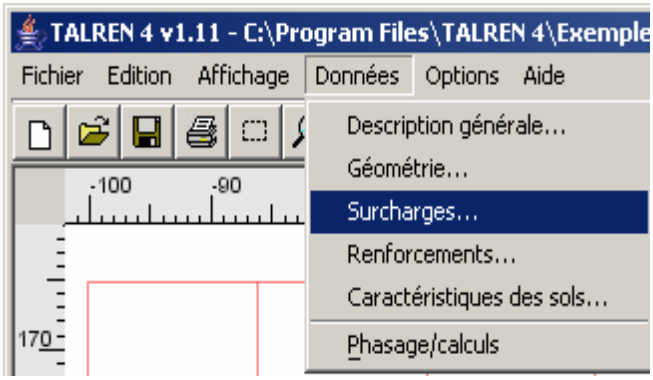


Figure III. 9 : Exemple du menu Données

III.5.2.2. Le menu contextuel :

Il est accessible par un clic droit de la souris.

Il permet à tout moment d'accéder :

• Aux options d'affichage les plus courantes (notamment certaines options de zoom, dont "Voir l'ensemble du projet", très utile) ;

• Aux opérations de manipulation des éléments sélectionnés avant d'utiliser le clic droit : notamment propriétés, suppression, édition, activation ou désactivation. Les options proposées dépendent du mode actif (Données ou Phasage/Calculs) ;

• À toute autre option particulièrement pertinente en fonction de la position de la souris ou de l'élément sélectionné. Par exemple sur la Figure 10, il est possible d'accéder au paramétrage des résultats sur le dessin, car il s'agit du mode Phasage/Calculs, après calcul.

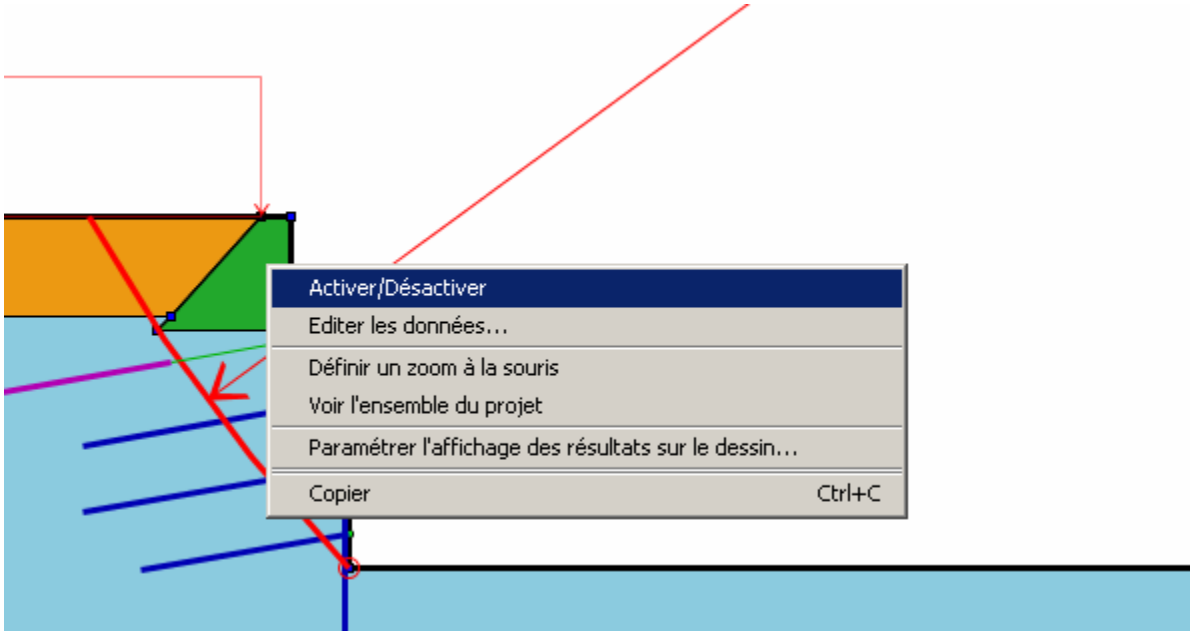


Figure III. 10 : Exemple de menu contextuel (mode phasage, clic droit sur une couche de sol)

III.5.2.3. La barre de boutons principale :



Figure III. 11 : La barre de boutons principale

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Nouveau fichier;

• Ouvrir un fichier;

• Enregistrer un fichier;

• Imprimer;

• Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur;

• Zoom avant

• Zoom arrière;

• Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné;

• Capture d'écran;

• Commentaires généraux;

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

III.5.2.4. Les barres de boutons contextuelles :

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel.

Dans tous les cas, les boutons comportent chacun une légende qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

III.5.2.4.1. Barre de boutons contextuelle "Données du projet" :

Celle-ci comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Données du projet" :



Figure III. 12 : La barre de boutons contextuelle "Données"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Outil "Sélection»;

• Description générale du projet;

• Dessin de lignes géométriques;

• Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs);

• Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons);

• Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue);

• Basculement en mode "Phasage/Calculs".

III.5.2.4.2. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats"



Figure III. 13 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Basculement en mode "Données»;

• Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue);

• Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue);

• Calcul de la situation sélectionnée;

• Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée;

• Calcul de toutes les situations pour toutes les phases;

• Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

• Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;

• Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;

• Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

III.5.2.5. Le navigateur des phases et situations :

En mode "Phasage/Calculs", un navigateur apparaît à droite de la zone graphique (Figure 14). Celui-ci permet de passer d'une phase ou situation à l'autre, ainsi que d'insérer, ajouter, supprimer ou renommer des phases et situations (soit par le menu "Phases et situations", soit par le menu contextuel qui apparaît après un clic droit de la souris sur une phase ou situation).

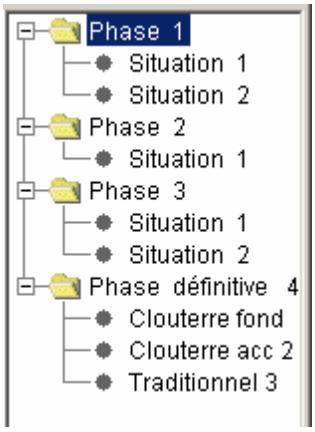


Figure III. 14 : Navigateur des phases et situations

III.6. LE MODE "DONNEES GENERALES" :

III.6.1. Principes :

Tous les éléments nécessaires à la définition des différentes phases du projet doivent être définis au préalable en mode "Données" : lignes géométriques délimitant les couches et la surface du sol (TN), lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveaux de terrassements, remblaiements, etc.), caractéristiques de toutes les couches de sol qui seront utilisées, surcharges, renforcements.

Ces éléments seront ensuite activés et/ou désactivés au fur et à mesure de l'avancement du phasage des calculs.

En mode "Données", il est donc nécessaire de définir l'ensemble des données utiles à la description du projet.

Ces données sont les suivantes :

• Description générale: titre, système d'unités (et poids volumique de l'eau associé au système d'unités choisi, modifiable par l'utilisateur le cas échéant), méthode de calcul et système de pondérations partielles à utiliser par défaut pour le projet, etc.;

• Géométrie: enveloppe du talus, toit des couches de sol, et lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveaux de terrassements, remblaiements, délimitation de zones de sol, etc.).

• Caractéristiques des couches de sol: il s'agit de tous les jeux de caractéristiques géotechniques qui seront utilisés dans le phasage;
• Surcharges: ensemble des surcharges qui seront activées au cours du projet;
• Renforcements: ensemble des renforcements qui seront utilisés au cours du projet.

De façon générale, la plupart des opérations de définition ou modification géométrique des données sont possibles à la souris (par les icônes de la barre de boutons "Données"), mais les manipulations équivalentes sont également disponibles via des boîtes de dialogue (accessibles par les différentes options du menu "Données").
L'utilisateur a donc le plus souvent le choix entre plusieurs types de manipulations pour effectuer la même opération, et peut utiliser la méthode qui lui convient le mieux.
La saisie des caractéristiques des différents éléments se fait par l'intermédiaire de boîtes de dialogue. Lors de la validation des boîtes de dialogue, Talren 4 effectue des contrôles sur les données, qui peuvent donner lieu à des messages d'erreur (correction obligatoire avant validation de la boîte de dialogue) ou d'avertissement (il est possible de continuer).

III.6.2. Description générale

Il s'agit d'une boîte de dialogue, accessible soit à partir de l'option de menu Données/Description générale, soit à partir de la barre de boutons, par le bouton.

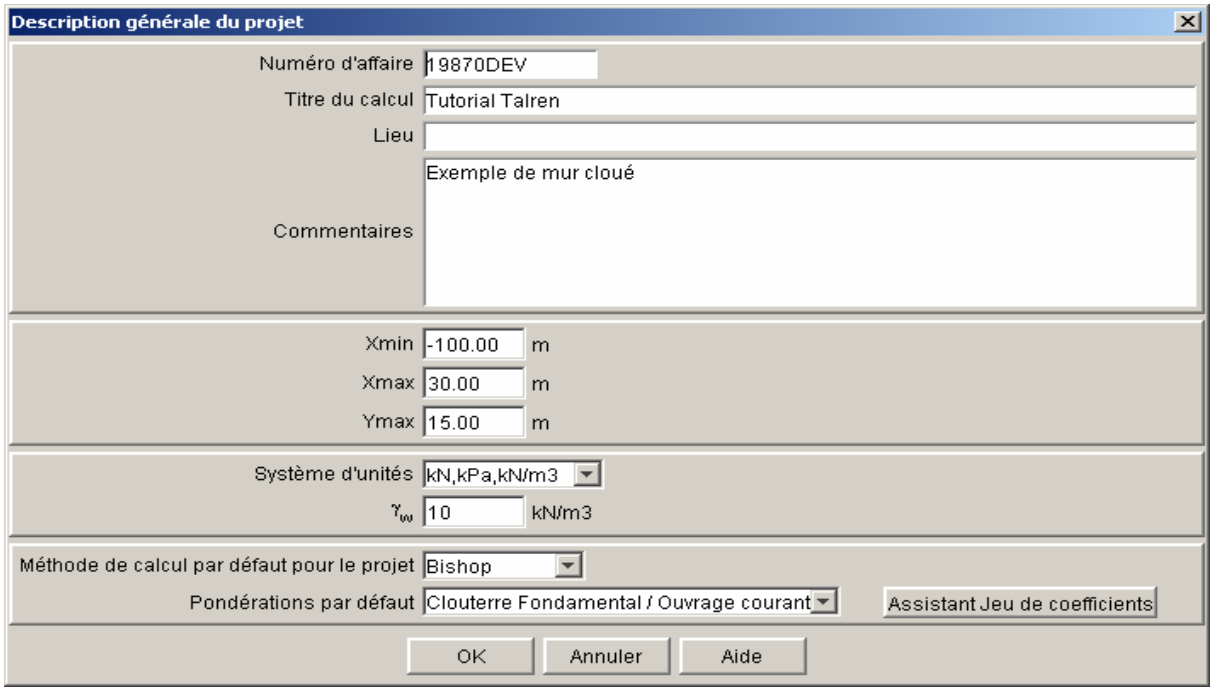


Figure III. 15 : Boîte de dialogue Description générale

III.6.3. Affichage et modification des propriétés d'un point ou d'un segment :

Il est possible d'afficher les propriétés d'un élément : soit en double-cliquant dessus, soit, après avoir sélectionné l'élément (un seul à la fois pour cette manipulation), en cliquant avec le bouton droit de la souris et en sélectionnant "Editer les données" dans le menu contextuel.
L'affichage des propriétés consiste en l'affichage de la fenêtre de définition de caractéristiques (boîte de dialogue) correspondant à l'élément sélectionné (coordonnées pour un point géométrique, points extrêmes pour un segment). Il est alors possible de modifier les propriétés de l'élément, et de les valider. L'affichage graphique est modifié en conséquence le cas échéant.

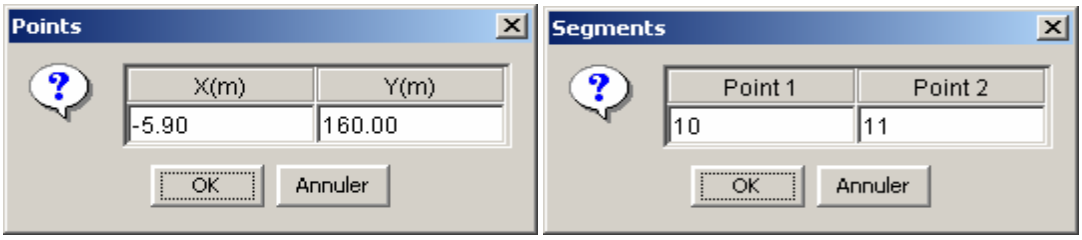


Figure III. 16: Fenêtre de propriétés d'un point ou d'un segment

III.6.3.1. Boîte de dialogue "Géométrie" :

Cette boîte de dialogue (Figure 17) est accessible par le menu "Données", option "Géométrie".

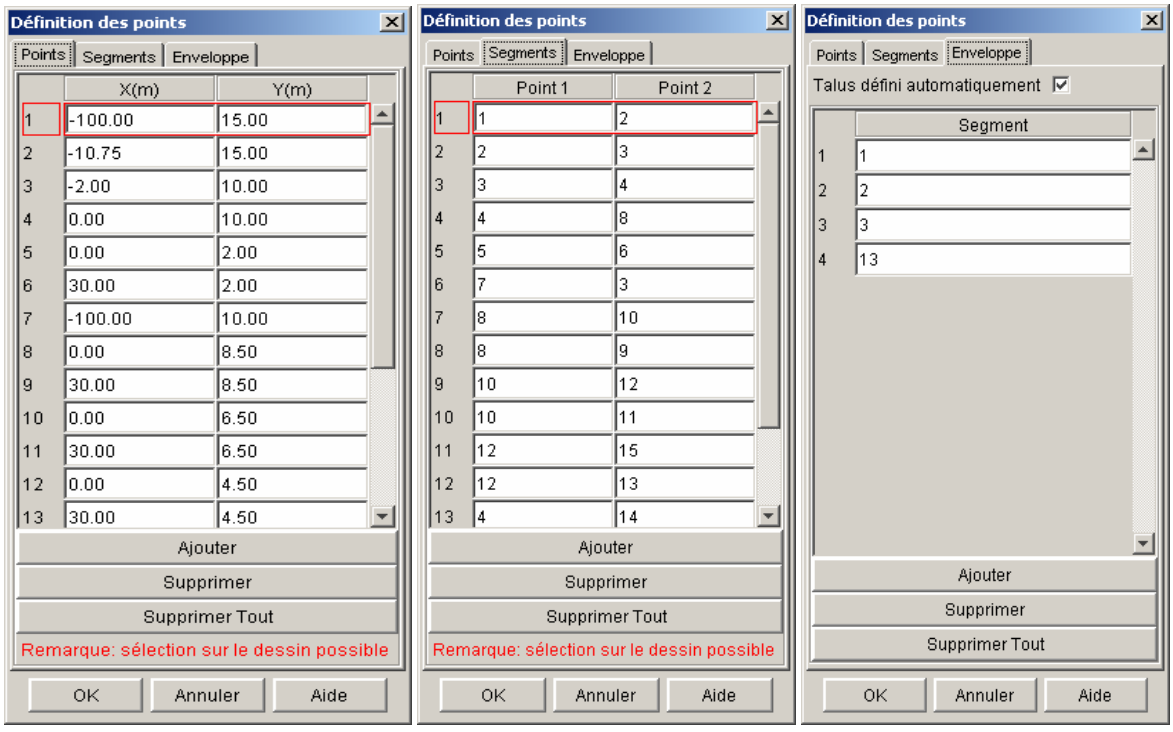


Figure III. 17 : Boîte de dialogue Géométrie (3 onglets)

III.6.4. Surcharges :

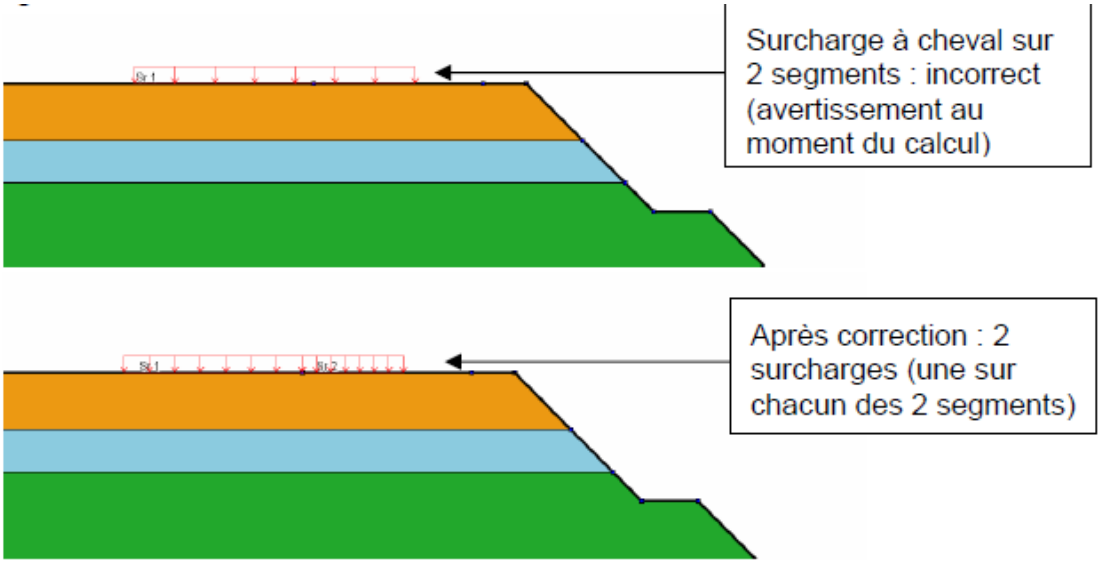


Figure III.18: Cas des surcharges "à cheval" sur plusieurs segments

III.6.5. Caractéristiques des sols :

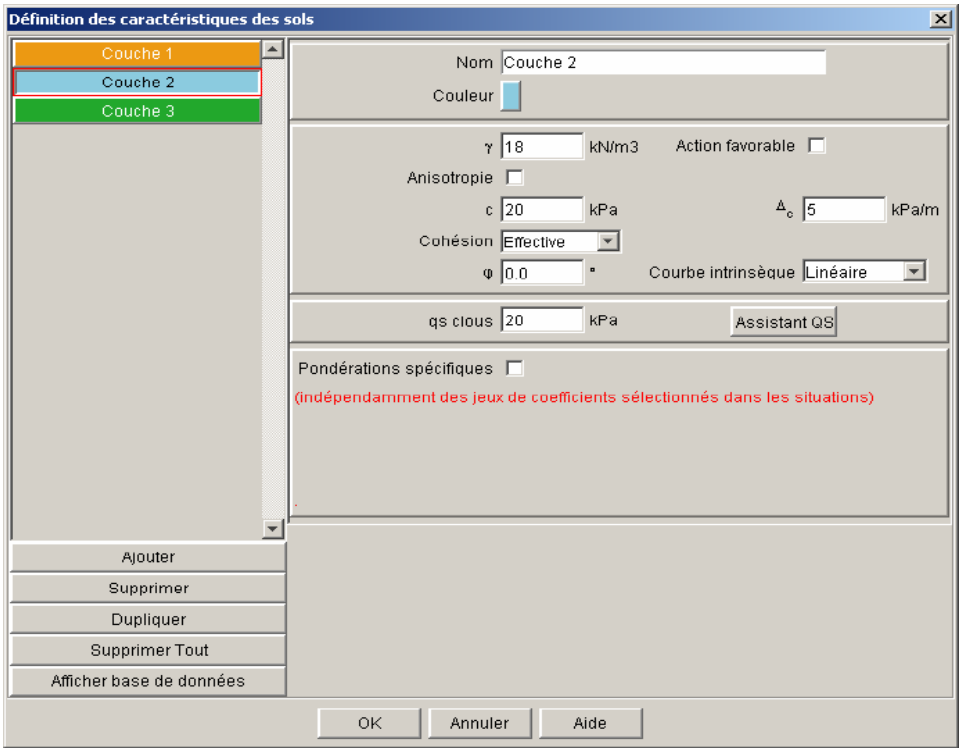


Figure III. 19 : Boîte de dialogue Caractéristiques des sols

III.7. LE MODE "PHASAGE/CALCULS" :

III.7.1. Les phases :

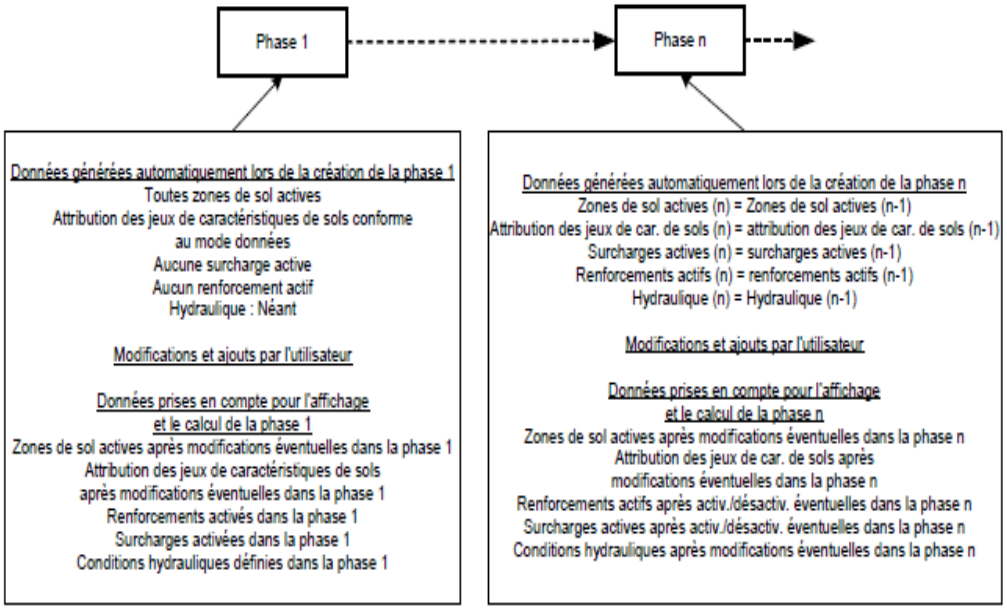


Figure III.20 : Définition des phases successives

Les conditions hydrauliques :

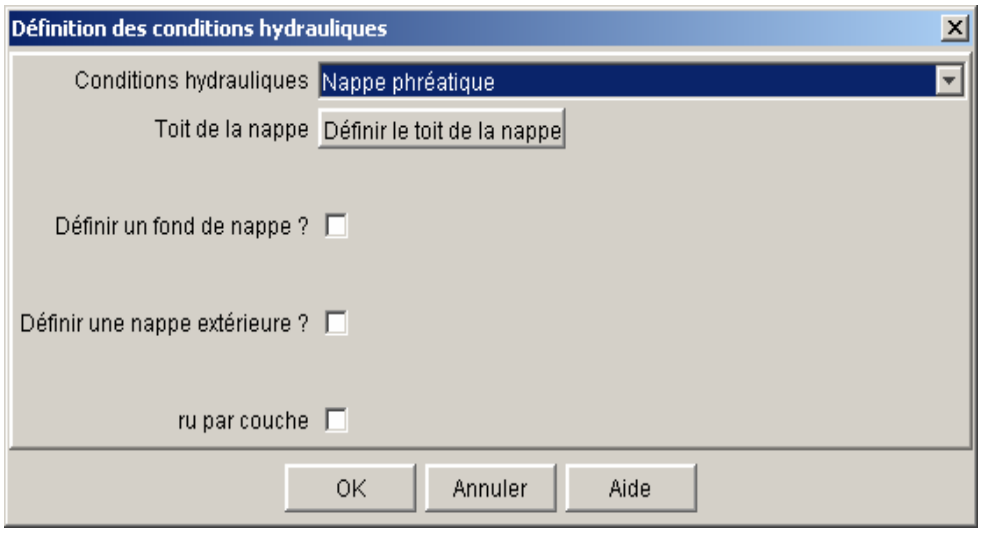


Figure III.21 : Définition d'une nappe phréatique

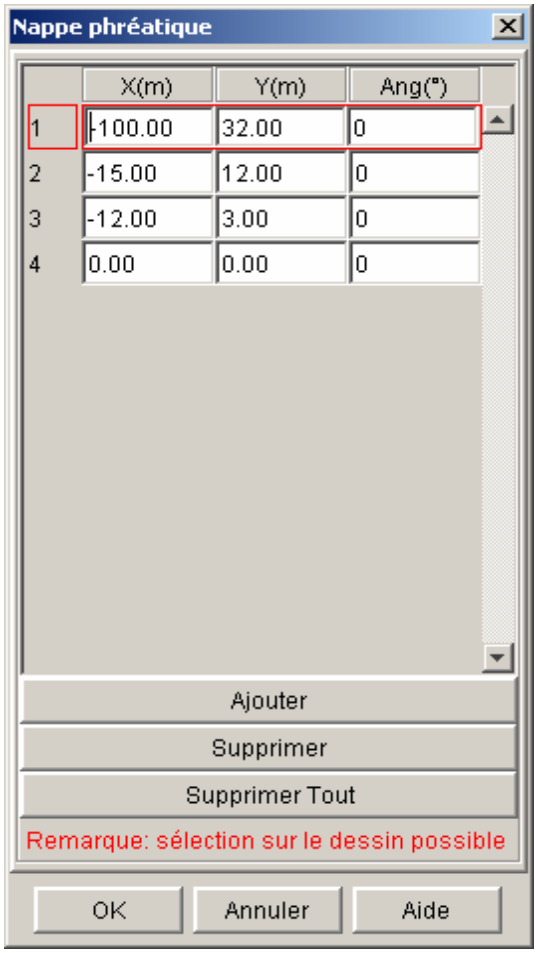


Figure III. 22 : Définition des points formant le toit de la nappe phréatique

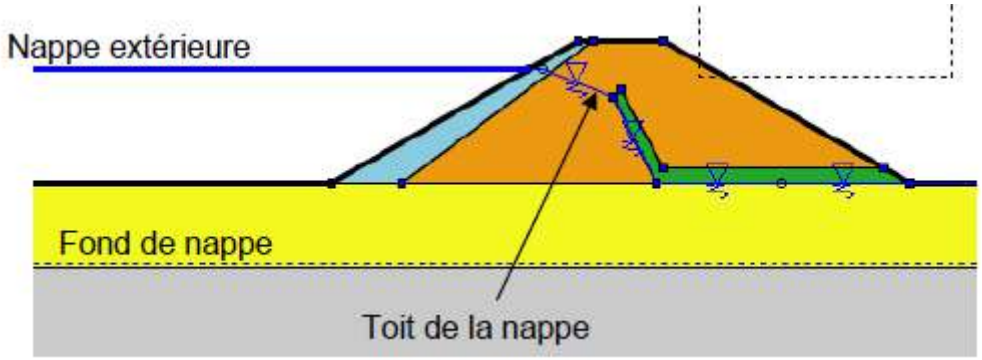


Figure III. 23 : Exemple de représentation graphique de nappe phréatique

III.8 Calcul et vérification de la stabilité de talus :

III.8.1. Les Sollicitations internes et externes :

III.8.1.1. Régime hydraulique :

L'eau joue un rôle capital dans la stabilité des talus, il influence les paramètres mécaniques de sols ce qui influence la résistance au cisaillement ainsi que le facteur de sécurité par l'augmentation de la pression interstitiel et la poussée d'écoulement due à son propre mouvement.

III.8.1.2. Caractéristiques sismiques considérées :

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (tableau II.1, RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement.
D'après le règlement (RPA99 V.2003), la zone étudiée est classée comme **zone II**, et l'ouvrage peut être classé comme un ouvrage de grande importance.

Pour notre cas, nous avons pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de (A = 0,15g).

$$Kh = 0,5\ (0,15) = 0,075\ (\%)$$

$$Kv = 0.3\ Kh = 0,3\ (0,075) = 0.022\ (\%)$$

III.8.1.3. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation, que nous avons pris en considération est de l'ordre de Q=13 kPa (surcharge répartie) commettant une charge maximale.

III.9. Les caractéristiques de sol étudié :

III.9.1. Caractéristiques géotechniques du talus modélisé :

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs issus des essais de laboratoire sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau III.1 : Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol

(Comportement drainé).

Les couches de sol	**Caractéristiques physiques, mécaniques**		
	Poids volumique γ' (kN / m3)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ(°)
Argile marneuse	10	24	24.65
Marne dure	10.15	30	5

Tableau III. 2: Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol

(Comportement non drainé).

Les couches de sol	**Caractéristiques physiques, mécaniques**		
	Poids volumique γh (kN / m3)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ(°)
Argile marneuse	19.54	70	20
Marne dure	21.24	70	21

III.9.2. Caractéristiques géométriques du talus modélisé :

Tableau III. 3 : Coordonnées de la géométrie du talus.

	N° point	X(m)	Y(m)
Profil	1	-65.008	904.14
	2	-55.46	897.77
	3	-52.46	897.89
	4	-44.96	892.89
	5	-41.96	893.01
	6	-34.46	888.01
	7	-31.46	888.13
	8	-23.96	883.13
	9	-20.96	883.25
	10	-13.46	878.25
	11	12.46	878.25
	12	15.547	879.64
	13	-20.96	830.25
	14	-13.46	821.25

Le profil à analyser est représenté par la figure suivante :

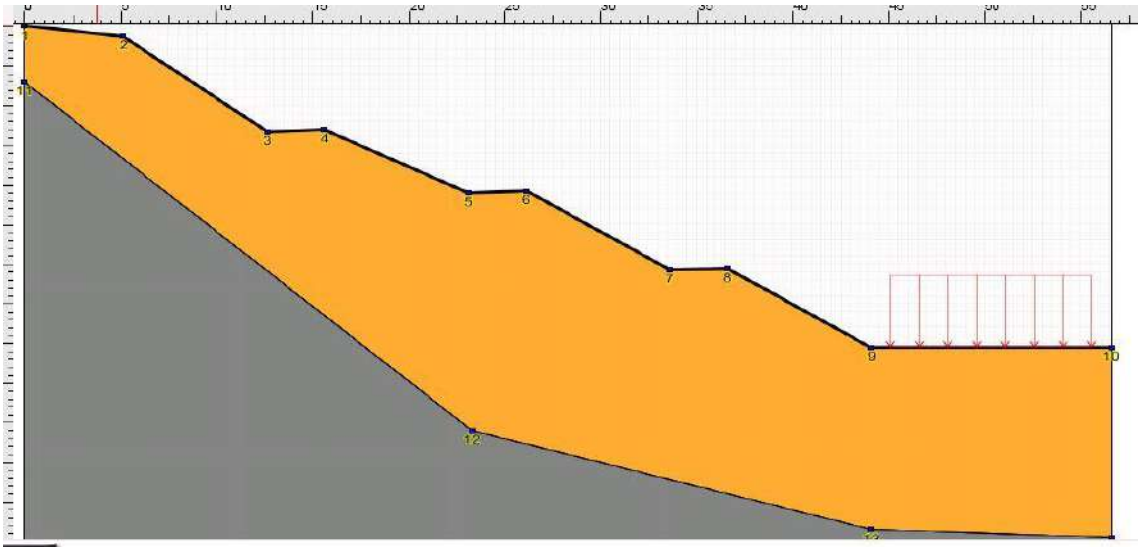


Figure III.24 : La géométrie du talus.

III.10. Facteur de sécurité du talus :

Un talus est dit stable quand le facteur de sécurité est admissible, dans le cas d'une étude statique des talus le coefficient doit être supérieur ou égal à 1,5 et on cas d'étude dynamique le facteur est dit admissible quand il est supérieur ou égal à 1,3.

III.11. Les méthodes utilisées :

Dans notre cas d'étude nous allons utiliser la méthode d'équilibre limite la plus utilisé dans le calcul à savoir Bishop.

La méthode de Bishop simplifiée pose comme hypothèse : $d_T = 0$. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaires, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$FBish = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Fs3. Moment moteur}}$$

La solution du système est obtenue en éliminant σ et en introduisant l'expression de τ ainsi calculée (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de σ est nul par rapport au centre du cercle). Il vient :

$$FBish = \frac{\int \left(\frac{\frac{C}{F_C} + (\text{Fs1}.\gamma.\text{h} - \text{u}).\frac{\text{Tan}\emptyset}{\text{F}_\emptyset}}{1 + \frac{\tan\alpha.\tan\emptyset}{F_{Bish}.F_{s3}.F_\emptyset}} \right)}{F_{s3}.\left(\int \text{F.s1}.\gamma.\text{h}.\sin\alpha.\text{dx} + \Sigma\frac{\text{M}_{\text{est}}}{\text{R}} \right)}$$

Où ΣM_{ext} est le moment résultant des forces extérieures.

III.12. Procédure de calcul numérique :

L'analyse du problème est réalisée suivant deux états, et plusieurs variantes des charges pour les deux états, jouant sur la présence ou l'absence de la nappe et l'effort sismique pour le calcul informatisé suivant le tableau ci-dessous :

Tableau III. 4 : Différentes phases réalisées par Talren 4.

Les Phases	Etat du talus
Phase 1 **sans nappe**	Avec séisme
	Sans séisme
Phase 2 **avec nappe**	Avec séisme
	Sans séisme

III.12.1. Calcul de Fs :

Phase 1 : avec séisme

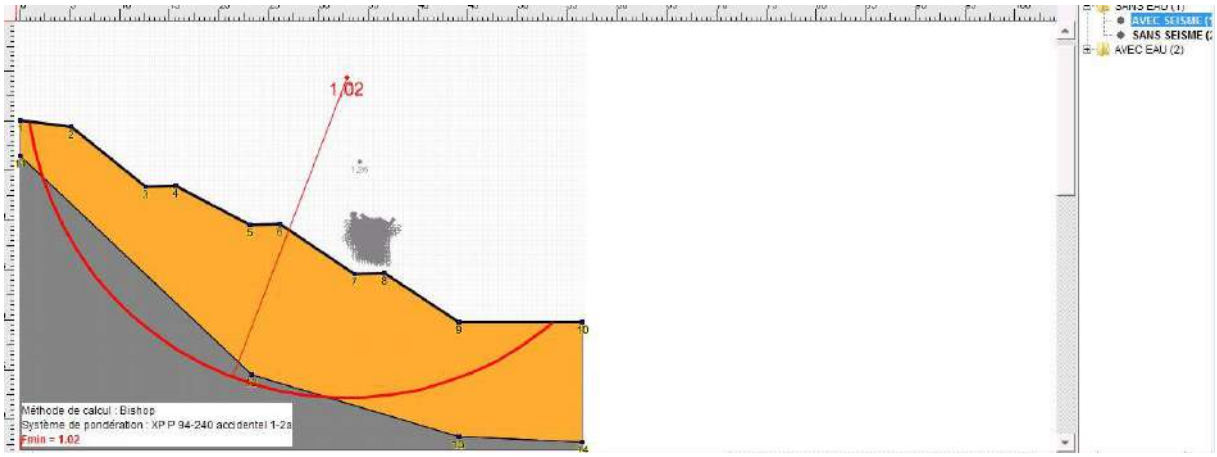


Figure III. 25 : Stabilité du talus (phase 1) avec séisme

Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.02**

Commentaire : à l'état initial, le facteur de sécurité nous indique que le terrain est instable sous l'effet de son poids propre.

En présence du séisme, on remarque que le facteur de sécurité continue à chuter.

Phase 1 : sans séisme

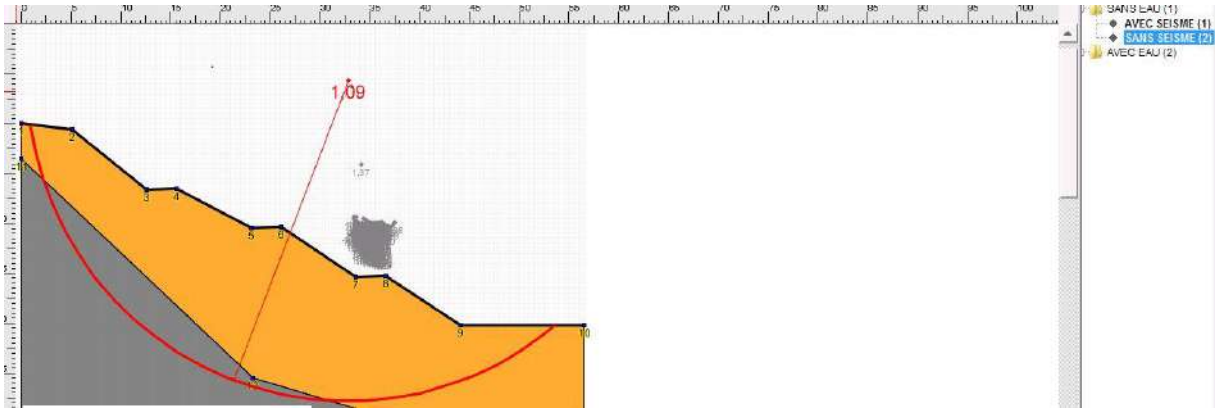


Figure III.25 : Stabilité du talus (phase 1) sans séisme

Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.09**

Commentaire : à l'état initial, le facteur de sécurité nous indique que le terrain est instable sous l'effet de son poids propre sans séisme.

Phase 2 : avec séisme

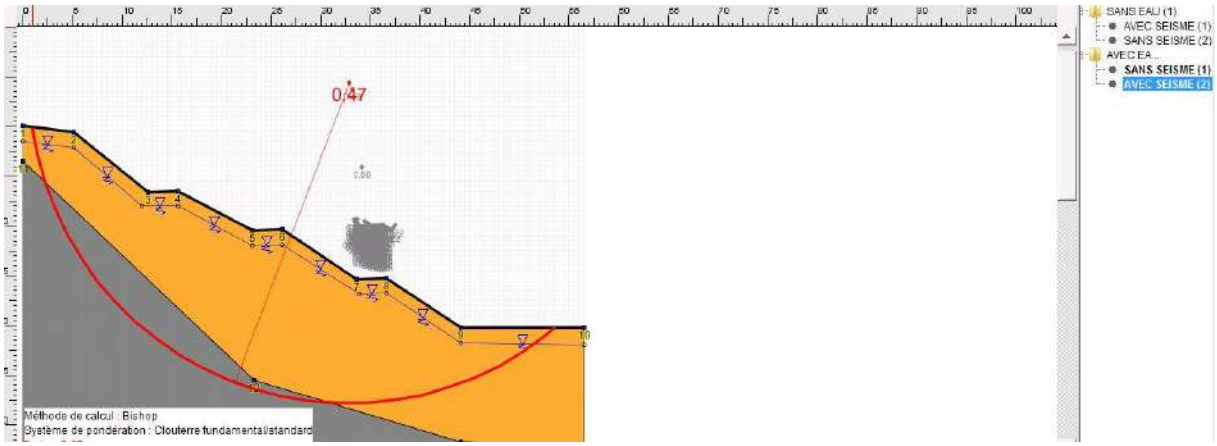


Figure III.26 : Stabilité du talus (phase 2) avec séisme

Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.47**

Commentaire : en présence d'une nappe en surface, on remarque que le facteur de sécurité continue à chuter.

On obtient la valeur minimale de Fs en présence de ces deux facteurs au même temps (nappe + séisme). C'est la situation la plus défavorable pour le calcul.

Phase 2 : sans séisme

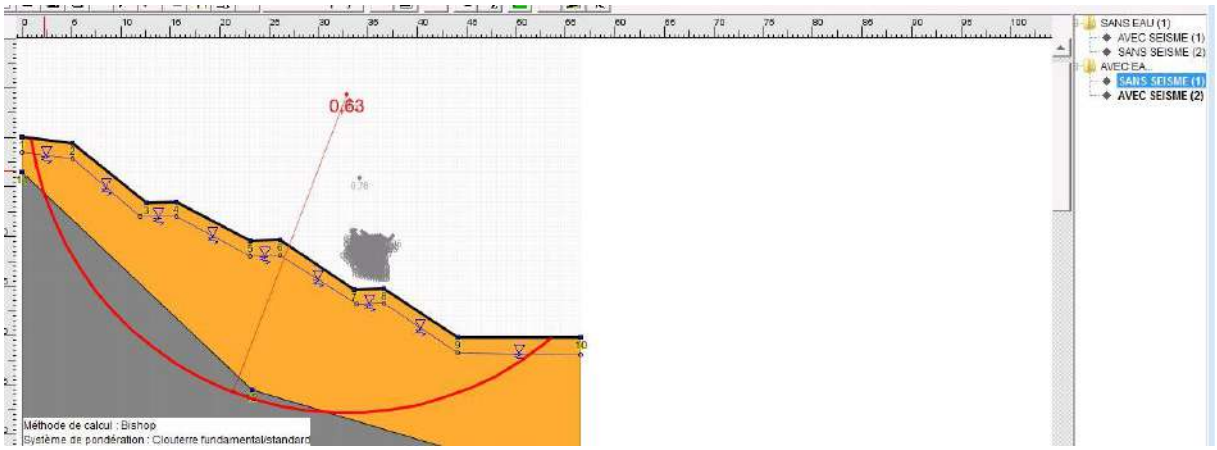


Figure III.27 : Stabilité du talus (phase 2) sans séisme

Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.63**

Commentaire : en présence d'une nappe en surface, on remarque que le facteur de sécurité continue à chuter mais l'absence de séisme augmente le facteur de sécurité par rapport au l'état de (nappe + séisme) mais il reste toujours instable.

III.12.2. Interprétation des résultats :

L'analyse de l'ensemble des résultats montre qu'il y a deux facteurs défavorables à la stabilité du talus :

-Le séisme diminue très notablement le facteur de sécurité.
-La nappe aussi fait diminuer légèrement le facteur de sécurité.
-La charge est toujours légèrement favorable, elle joue le rôle d'une buté en pied de talus.

En récapitulant les facteurs de l'instabilité de notre site, nous avons trouvé que le talus est instable à l'état initial, sous l'effet de son poids propre. La présence de la nappe phréatique et les sollicitations sismiques sont aussi les deux facteurs qui menacent sa stabilité.
En revanche, le chargement en pied du talus augmente légèrement la stabilité du talus.

III.13. L'étude de confortement du talus :

Les résultats obtenus relèvent que le terrain est instable dans toutes les phases étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement sont des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode du confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type de sol et les conditions hydrologiques.

III.13.1. Confortement en béton armé :

III.13.1.1. Mur en béton armé sur deux lignes des pieux plus une ligne de pieux en amont du mur :

A ce niveau on cherche à construire un mur de soutènement en béton armé avec des dimensions importantes pour qu'il atteint le cercle de glissement le plus défavorable obtenue dans la géométrie initiale, ce mur a pour but de supporter le talus.

.

Avec :

B= 4 m ; b= 0.30 m ; b1= 1.75

t= 0.8 m

H= 3.8 m ; h= 3 m ; b2= 1.95

Pour la stabilité de notre talus on a proposé de faire de pieux avec une longrine de couronnement dans la partie supérieure haut de la talus, aussi deux rangées dans la partie bas de talus surélevé par un mur de soutènement en béton armé pour protéger le talus plus les banquettes . La profondeure des pieux est égale 3 * le diamètre.

Le mur de soutènement dans ce cas a pour la largeur de la base une dimension de 2m et pour la hauteur du parement une dimension de 3.5m, la base du mur et deux lignes de pieux de 11m de longueur avec un espacement entre axe de 2 m sur une distance de 100 m.
Une série de pieux de 8m de longueur qui se situe en amont du mur avec un espacement entre axe de 2 m sur une distance de 100 m.

Le profil de confortement par le mur de soutènement sur deux pieux plus une ligne de pieux en amont du mur que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

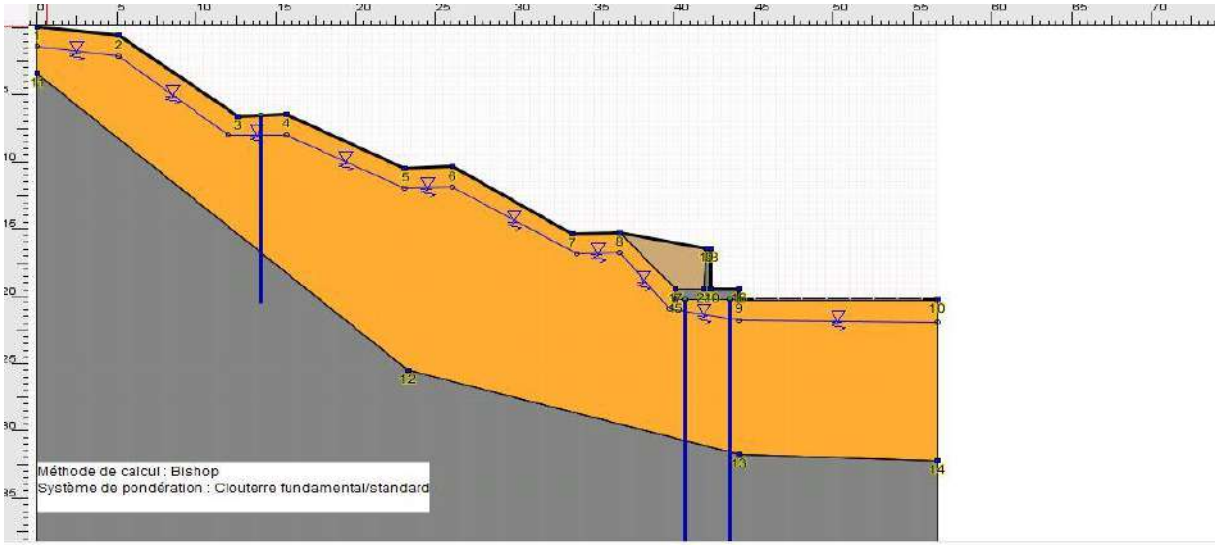


Figure III.28: Solution proposée pour le talus

On peut donner une idée sur les longrines de couronnement par une image :

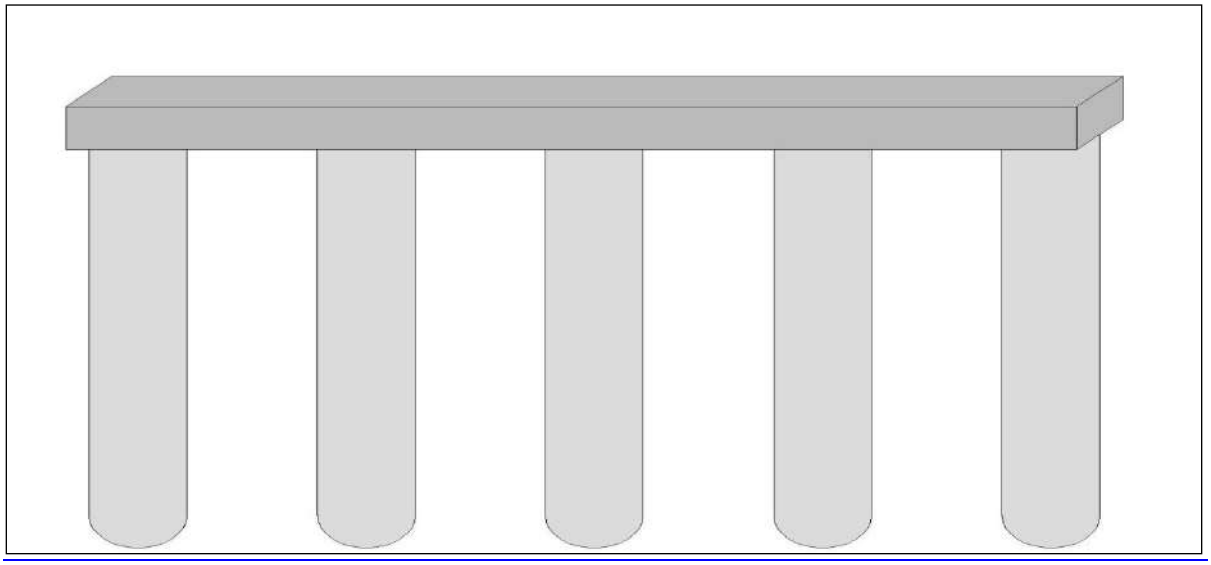


Figure III.29 : Longrine de couronnement

Après le choix de la technique de stabilisation, on a vérifié si notre solution est efficace pour la stabilité de notre talus :

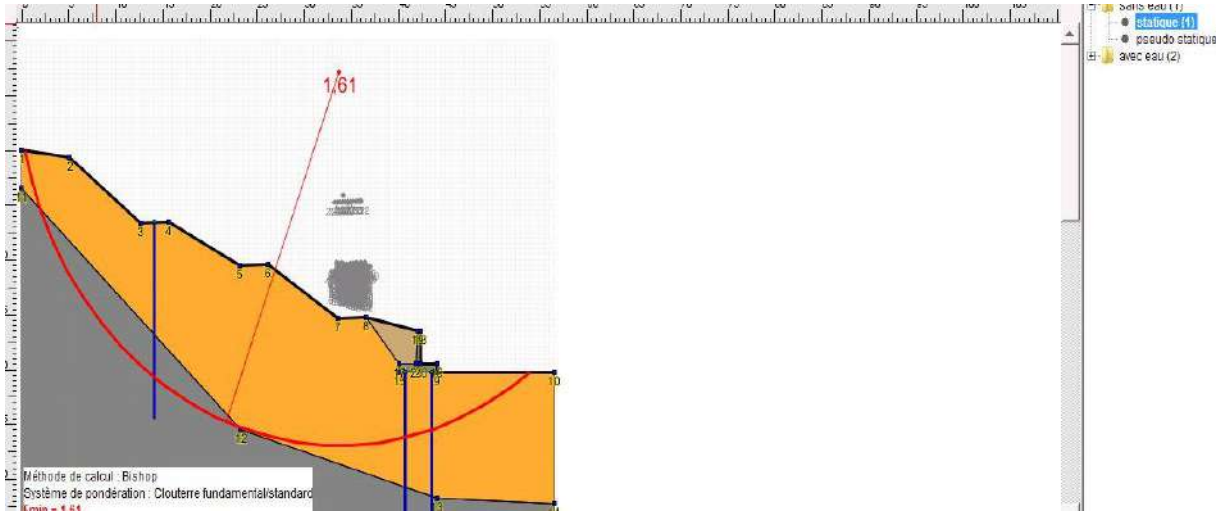


Figure III.30 : Résultat de vérification de la stabilité de talus

Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.61**

Après l'explication de résultat, on a constaté que la technique proposée est efficace étant donné que les résultats obtenus sont vérifiés.

III.13.1.2. Etude stabilité statique du mur de soutènement :

A. Effet du poids de mur :

A.1. Calcul du poids de mur :

W = 25× [(H×A) + (B×C)]

W = 25× [(3.8×0.4) + (4×0.38)] ; W= 76 KN/ml

A.2. Calcul du centre de gravité par rapport à un axe vertical :

X_G= [(C×B) × (B/2)] + [(H×A× (L+A/2)]

X_G= [(3×0.4) × (0.4/2)] + [(3.8×0.4] × [(0.8+ (0.4/2)] ; X_G = 1.76 m

B. Effet du poids de mur :

B.1. Calcul de l'effet du poids de sol F_a^{γ}:

F_a^{γ} = 0.5×Ka1×γ× h1

F_a^{γ}= 0.5×0.238×19.54× (3.8)2 ; F_a^{γ} = 33.57 kN/ml

δ1= 2/3 ×φ ; δ1= 2/3 × 20 ; δ1= 13.33 s'applique a h1 / 3= 1.26

B.2. Calcul de l'effet de la cohésion directe Facd :

$F_a^{cd} = (\frac{C}{tan\,\emptyset}) * h_2$

F_a^{cd} = (3 / tan 20) * 3.8 ; F_a^{cd}= 31.32 kN/ml

δ= 2/3 ×φ ; δ= 2/3 ×20 ; δ= 13.33 , s'applique a h1 / 2= 1.9

B.3. Calcul de l'effet de la cohésion indirecte F_a^{ci} :

$F_a^{ci} = K_a^q * (\frac{C}{tan\emptyset}) * h_2$

Avec :

α= 0° φ=20° δ=13.33°

$\Delta 1 = 0°$ $\Delta 2 = 20$ $\psi = 3.335$ Rad

$K_a^q = \frac{\cos 13.33 - \sin 20.\cos 20}{\cos 0 + \sin 20.\cos 0} e^{-2(3.335)\tan 0.63} = 0.45$

$F_a^{ci} = 0.45 \times (3/\tan 20) \times 3.8 = 14.09$ KN/ml

C. Calcul de la résultante des forces R :

C.1. Calcul de la composante de la résultante des forces : Rx

Rx = $-(33.57+14.09)$*Cos 13.33+31.32 ; Rx= -33.90 kN/ml

C.2. Calcul de la composante de la résultante des forces : Ry

$R_y = -(33.57+14.09) \times \sin 13.33 + 76$; Ry= -87 kN/ml

C.3.Calcul de la résultante des forces R :

$R = \sqrt{Rx^2 + Ry^2}$

$R = \sqrt{33.9^2 + 87^2}$; R= 93.40 kN/ml

- **L'inclinaison de résultante des forces θ:**

tg θ = Rx/Ry ; θ = arctg (Rx /Ry)

θ = arctg (33.9 / 87) ; θ = 21.28

X= 128.56/87 = 1.47m

D. L'excentré de résultante des forces e :

e = $\left| X - Xg \right|$; e = 1.47 – 1.76 = 0.29 ; e = 0.29

$|e| \leq B/6$; $e \leq 4/6$; $0.29 \leq 0.66$ Condition vérifié

F. Calcul de coefficient de sécurité :

$\frac{\Sigma \text{ Mstabilite}}{\Sigma \text{ Mrenversement}} \geq 1.5$

Σ M / stabilité = 33.57×sin 13.33×1.2+14.09×sin13.33×1.8+31.32×5.7+76×1.76

Σ M / stabilité = 327.41 kN.ml

Σ M / renversement= 33.57 × COS 13.33 × 4.2+ 14.09× COS 13.33 × 4.9

Σ M / renversement = 204.37 kN.ml

$$\frac{327.41}{204.37} = 1.602 \geq 1.5$$ Condition vérifié

D'après ces calculs ; on a remarqué que le mur de soutènement et stable et toutes les conditions sont vérifiés

III.14. Conclusion :

Ce chapitre constitue la phase finale de notre travail dans lequel nous avons cherché les solutions possibles pour conforter le talus instable de notre projet.

Après la modélisation des types de confortement des talus précédents, nous recommandons le mur sur pieux avec une ligne de pieux en amont du mur comme une solution efficace pour ce glissement.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Ce travail avait comme objectif d'étudier la stabilité du talus en déblais situé au niveau de la ville de Médéa PK 0+600.

L'objectif principal était d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique et économique.

Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi une démarche scientifique basée sur la modélisation du problème en utilisant le logiciel talren 4.

Le talus en question est composé de plusieurs banquettes, avec un sol qui se compose de deux couches : une couche d'argile marneuse surmontant une couche de marne dure avec une nappe détectée à 2m de profondeur.

Le talus à l'état initial sans aucune mesure de confortement était instable avec un coefficient de sécurité largement inférieur au seuil admissible qui est de 1.5 en statique et de 1. 3 en dynamique.

Une étude paramétrique a été effectuée en analysant l'influence des paramètres suivants à savoir : La cohésion, l'angle de frottement, ainsi que le niveau de la nappe phréatique.

Le talus peut être renforcé avec la solution la plus intéressante sur les deux plans technique et économique à savoir : un pieux avec une longrine de couronnement dans la partie supérieure haut du talus, aussi deux rangées dans la partie bas de talus surélevé par un mur de soutènement en béton armé pour protéger le talus plus les banquettes.

Pour terminer nous souhaitons vivement que notre modeste travail servira comme support pour les futurs ingénieurs du faite que c'est un projet existant sur terrain et d'actualité qui va se concrétiser prochainement sous la tutelle du CTTP (contrôle technique des travaux publics).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] A. Bali, O. Boukeras (2018) « Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara »

[2] A. Bouafia , « Conception et Calcul des ouvrages géotechnique : fondation, soutènement et talus (cours et problemes résolus) ».

[3] A .SLIMI. (2008). « Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Thèse doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne»

[4] C. DESODT, J. LAUNAY, H.HORSIN MOLINARO (2017), « Les glissements de terrain, modélisation et prévision »

[5] C. Plumelle « Cnam –Paris –Géotechnique, chapitre 7 (2003) ».

[6] J. DURVILLE, G. SÈVE « stabilité en terrain meuble par page 5 ».

[7] J. M. Aylsworth. « Le sol bouge ,glissement de terrain au Canada. Commission géologique du Canada. Ressources naturelles Canada ».

[8] N. Hadjimi « Etude d'un glissement de terrain survenu sur la RN65 AU PK 22+000 près de la ville de Damous.Tipaza ». Mémoire universitaire

[9] S. Nigri, O. Bekhakhcha & K. Reouaigia , (2015), « Etude du traitement d'un glissement de terrain sur la RN80 Pk67+500 Wilaya de Guelma » l'Université Guelma, Mémoire de Master.

[10] www.inspq.qc.ca/pdf/publications/1240_PropoIndicPrecipNonHivernales.pdf

[11] www.algerie-eco.com/2019/01/23/affaissement-route-azazga-letrhb-haddad-apporte-explications/

[12] www.algerie360.com/drame-daokas-reunion-durgence-chez-kadi-demain/

[13] https://www.encyclopedieenvironnement.org/sol/glissement-eboulement-rocheux-fatalite/#2_Les_basculements

[14] https://www.encyclopedieenvironnement.org/sol/seismes-glissements-terrain/#4_Comment_explique-t-on_ces_instabilites

[15] resume d'aurocode 7, Lien : pentes-tunnels.eu/didact/didactpente/pente/dossier/Resume_Eurocode7/

[16] Lien : memoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrainCas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-6.html

Les Annexes

ANNEXES

Annexe A : Liste des symboles.

Annexe B : Coupes lithologiques des sondages carottés.

Annexe C : Résultats des essais pénétrométriques dynamique.

Annexe D : les photos de caisses des sondages carotté.

Annexe A : Liste des symboles

A : La section de la pointe du pénétromètre dynamique (m^2)

A : Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g)

b : Largeur de la tranche

B : Largeur du mur (m)

C : Cohésion (kPa)

C' : Cohésion effective (kPa)

C_{ah} : Coefficient d'accélération sismique horizontal

C_{av} : Coefficient d'accélération sismique vertical

CU : Cohésion non drainée (kPa)

Fs : Facteur de sécurité

g : Accélération de la pesanteur (m / s^2)

H : Composante horizontale de la force interne

H : La Hauteur du mur (m)

H : La hauteur de chute du mouton (m)

I_C : Indice de consistance

I_P : Indice de plasticité(%)

M : La masse du mouton (Kg)

M_t : Moment

N : Résultante des composantes normales

N_γ, Nc, Nq : Les facteurs de portance, et ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol

P : Le poids des tiges (Kg)

q : La surcharge routière (kPa)

q_{adm}: Contrainte admissible

q_L : Contrainte limite

R : Résultante des efforts (kN/ml)

R_p : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

R_H: Effort horizontal (kN/ml)

RV: Effort vertical (kN/ml)

S : Surface (m^2)

Sr : Degré de saturation (%)

T : Résultante des composantes tangentielles

U : Pression interstitielle

V : Composante verticale de la force interne

W : Force due aux poids des terres

W: Poids propre (kN/ml)

W : Teneur en eau

W_L : Limite de liquidité

W_P : Limite de plasticité

X_w : Centre de gravité (m)

$Y(H_i)$, $Y(H_i')$: points de passage des forces

Z : La profondeur (m)

α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

β: L'angle du talus(°)

γ : Poids volumique (kN/m^3)

γ' : Poids volumique déjauge (kN/m^3)

γ_d : Poids volumique sec (kN/m^3)

γ_h: Poids volumique humide (kN/m^3)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (kN/m^3)

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal(°)

ψ_a : L'angle de dilatance(°)

θ: L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle (°)

ρ_d: Masse Volumique (Kg/m^3)

σ' : Contrainte normale effective (kPa)

σ_a : La contrainte due au poids des terres. (kPa)

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal

ϕ : L'angle de frottement interne (°)

ϕ': L'angle de frottement interne effective (°)

ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé(°)

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)

CD : Consolidé drainé

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

PDL : Pénétration dynamique lourds

RPA : Règlement parasismique Algérien

SC : Sondages carottés

O.N.M :L'office Nationale Météorologique.

Annexe B

Coupes lithologiques des sondages carottés

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa — Sondage N° : PK 0+680 SC01

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019

Niveau Nappe : m

Profondeur totale : 25 ML

Coordonnées : X = 479311,357 Y = 4016558,758 Z = 782,23

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
								Terre végétale.	
1									
2	97 %	69						Argile sableuse de couleur brunâtre.	
3									
4	95 %	7						Marne plastique de couleur grisâtre.	
5									
6									
7	97 %								
8									
9									
10	98 %	41							
11									
12									
13	97 %	81						Marne dure et compacte de couleur grisâtre.	
14									
15									
16									
17	97 %	76							
18									
19	98 %	71							
20									

CTTP

Etabli le Janvier 2019	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Vile du Médea	
Indice de révision		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa — Sondage N° : PK 0+600 SC01

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019

Niveau Nappe : m

Profondeur totale : 25 ML

Coordonnées : X = 479311.357 Y = 4016558.758 Z = 782.23

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	98 %	71						Marne dure et compacte de couleur grisâtre.	
22									
23	97 %	89							
24									
25		69							
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

CTTP

Etabli le Janvier 2019	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	
Révisé le	Countournement de la Ville du Médea	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Indice de révision		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa Sondage N° : PK 0+600 SC 02,

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019

Niveau Nappe : m

Profondeur totale : 25 ML

Coordonnées : X = 479303,564 Y = 4016432,54

Z = 775,32

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	97 %	50						Terre végétale.	
2								Argile sableuse de couleur brunâtre.	
3									
4	95 %	60						Grés compacte de couleur jaunâtre.	
5									
6									
7	95 %	70							
8								Marne plastique de couleur grisâtre.	
9									
10	98 %	85							
11									
12									
13									
14	97 %	80							
15								Marne dure et compacte de couleur grisâtre.	
16									
17	97 %	55							
18									
19	98 %	75							
20									

CTTP

Etabli le Janvier 2019	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Ville du Médea	
Indice de revision		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa — Sondage N° : PK 0+600 SC02

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019 — Profondeur totale : 25 ML

Niveau Nappe : m — Coordonnées : X = 479303,564 Y = 4016432,54 Z = 775,32

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	98 %	75						Marne dure et compacte de couleur grisâtre.	
22									
23	97 %	70							
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

CTTP

Etabli le Janvier 2019	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Vile du Médea	
Indice de révision		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa — Sondage N° : PK 01+660 SC 03

Dossier N°:

Date essai : Mars 2019

Niveau Nappe : m

Profondeur totale : 20 ML

Coordonnées : X = 479335.612 Y = 4016468.126

Z = 766.84

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
								Terre végétale	
1								Grés dur et compacte de couleur jaunâtre.	
2	97 %	70							
3								Marne plastique de couleur grisâtre.	
4	95 %	60							
5									
6	96 %	50							
7									
8									
9									
10	98 %	80							
11									
12								Marne dur et compacte de couleur grisâtre.	
13									
14	95 %	70							
15									
16									
17	97 %	75							
18									
19	98 %	85							
20									

CTTP

Etabli le Mars 2019	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Ville du Médea	
Indice de révision		

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa Sondage N° : PK 0+600 SC04

Dossier N°:

Date essai : Mars 2019 Profondeur totale : 11,4 ML

Niveau Nappe : ml Coordonnées : X = 479430,183 Y = 4016456,636

Z = 760,42

Prof (m)	Récupération	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	51 %	9						Terre végétale.	
2									
3								Argile sableuse de couleur brunâtre.	
4	52 %	30							
5									
6									
7	97 %	80							
8									
9									
10	98 %	85							
11									
12								Marne dure et compacte de couleur grisâtre.	
13	91 %	81							
14									
15									
16	61 %	76							
17									
18									
19	54 %	71							
20									

CTTP

Etabli le Mars 2019 | Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa | Réalisé par: R.CHEBCHEB

Revisé le | Countournement de la Ville du Médea

Indice de révision

Annexe C

Résultats des essais pénétrométriques dynamique

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : glissements contournement nord ville médéa

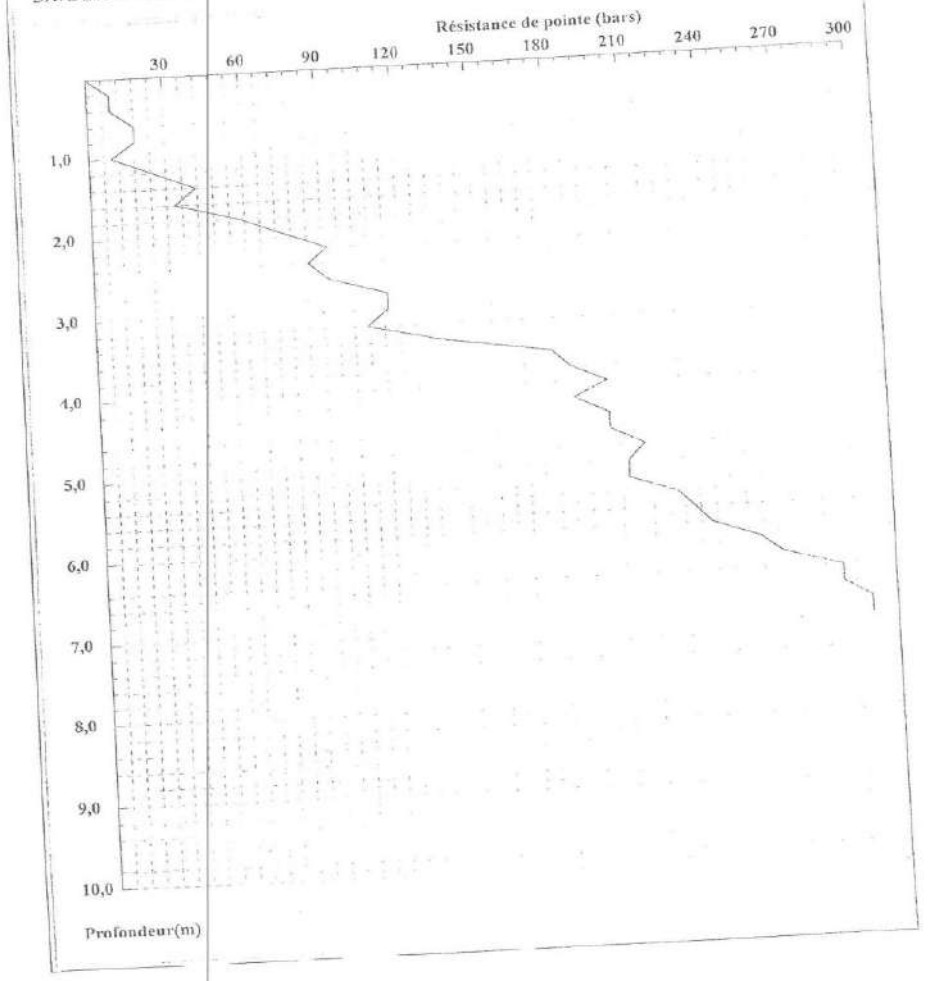
Lieu : médéa

CLIENT : dtp médéa

DATE ESSAI : 15/01/2019

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P1 pk0+600



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : glissements contournement nord ville médéa

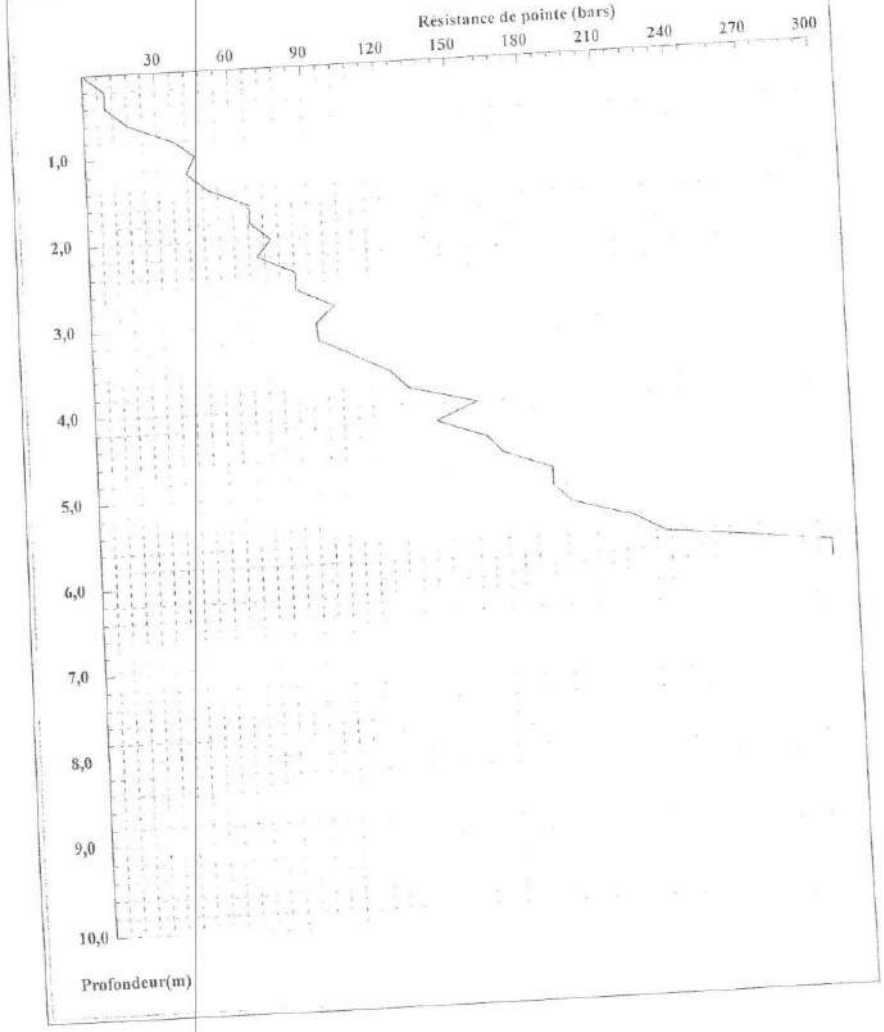
Lieu : médéa

CLIENT : dtp médéa

DATE ESSAI : 15/01/2019

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P2 pk0+600



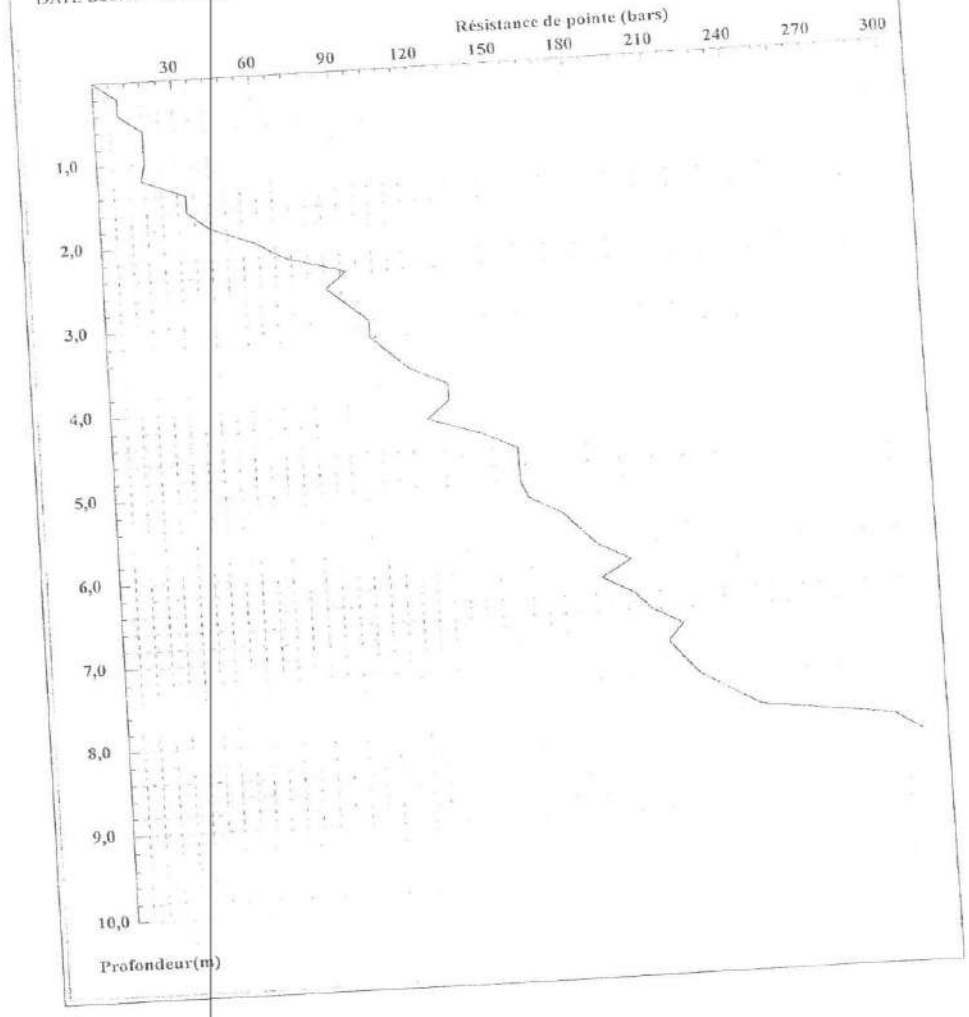
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.I.P

INTITULE : glissements contournement nord ville médéa
Lieu : médéa
CLIENT : dtp médéa
DATE ESSAI : 15/01/2019

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P3 pk0+600



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

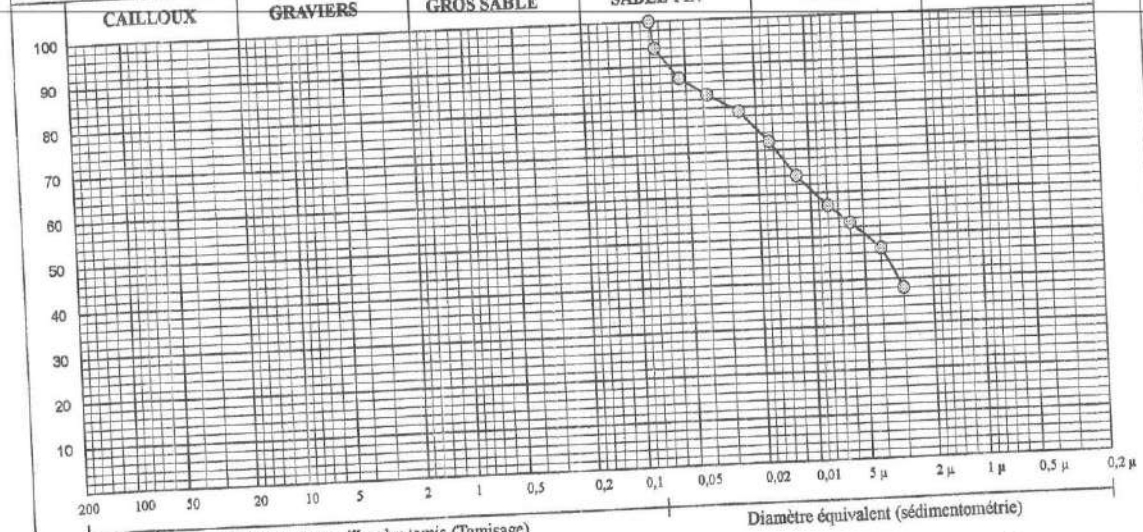
ETUDE : Médéa

CLIENT : DTP Médéa

DATE ESSAIS : avr2019

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech1: 5.40/6.00m (01(PK0+600))



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

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

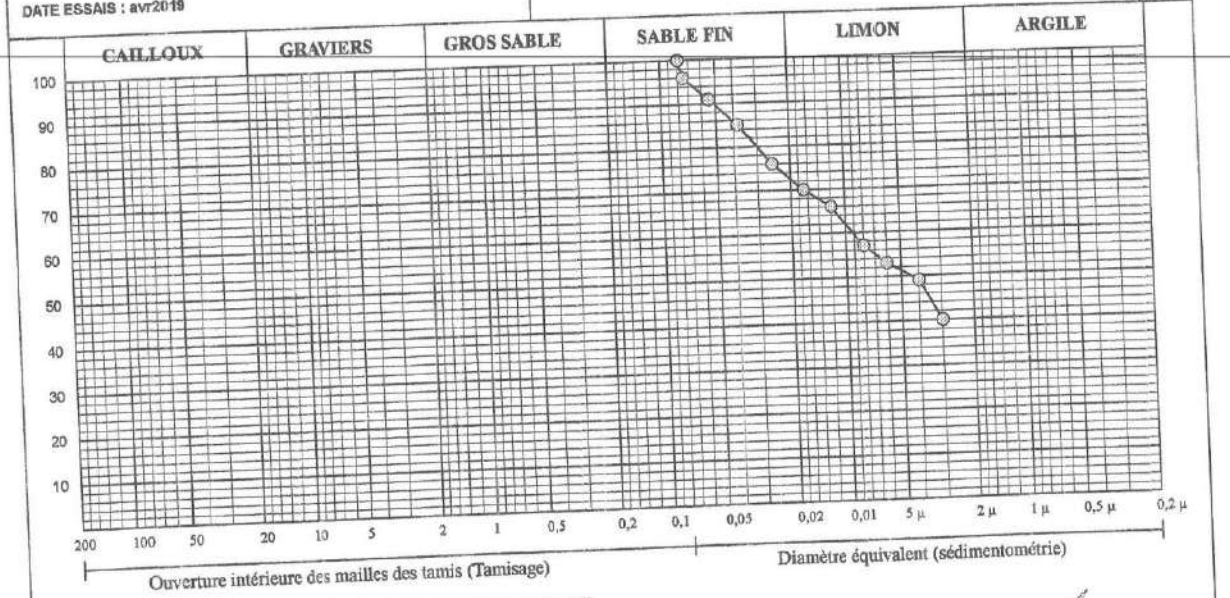
ETUDE : Médéa

CLIENT : DTP Médéa

DATE ESSAIS : avr2019

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech1: 12.50/13.00m (01(PK0+600))



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

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

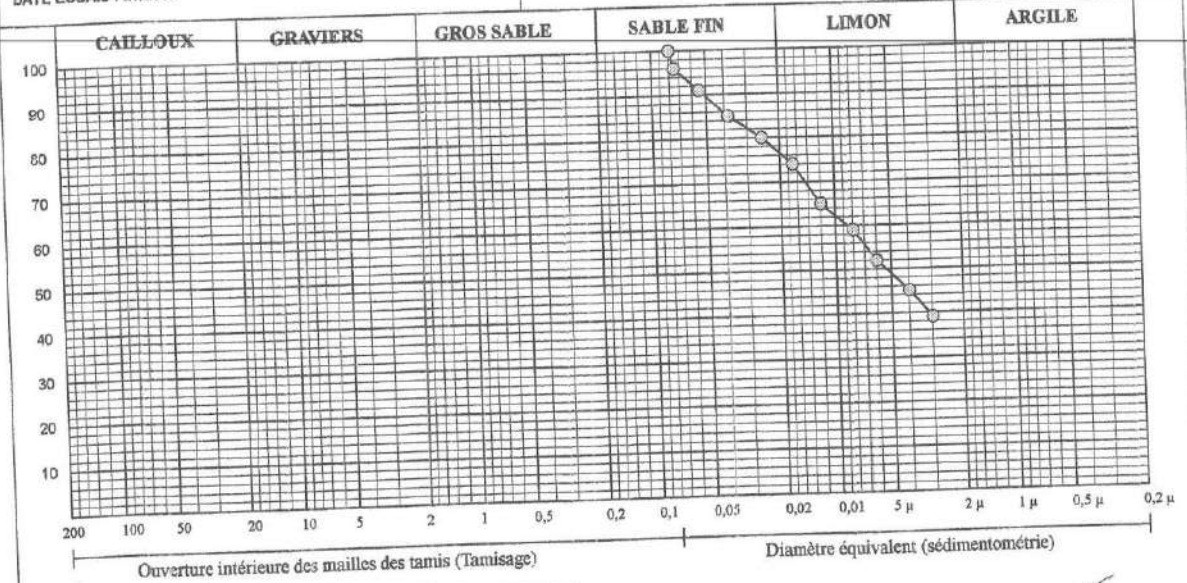
ETUDE : Médéa

CLIENT : DTP Médéa

DATE ESSAIS : avr2019

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech1: 1.00/1.55m (03(PK0+600))



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

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

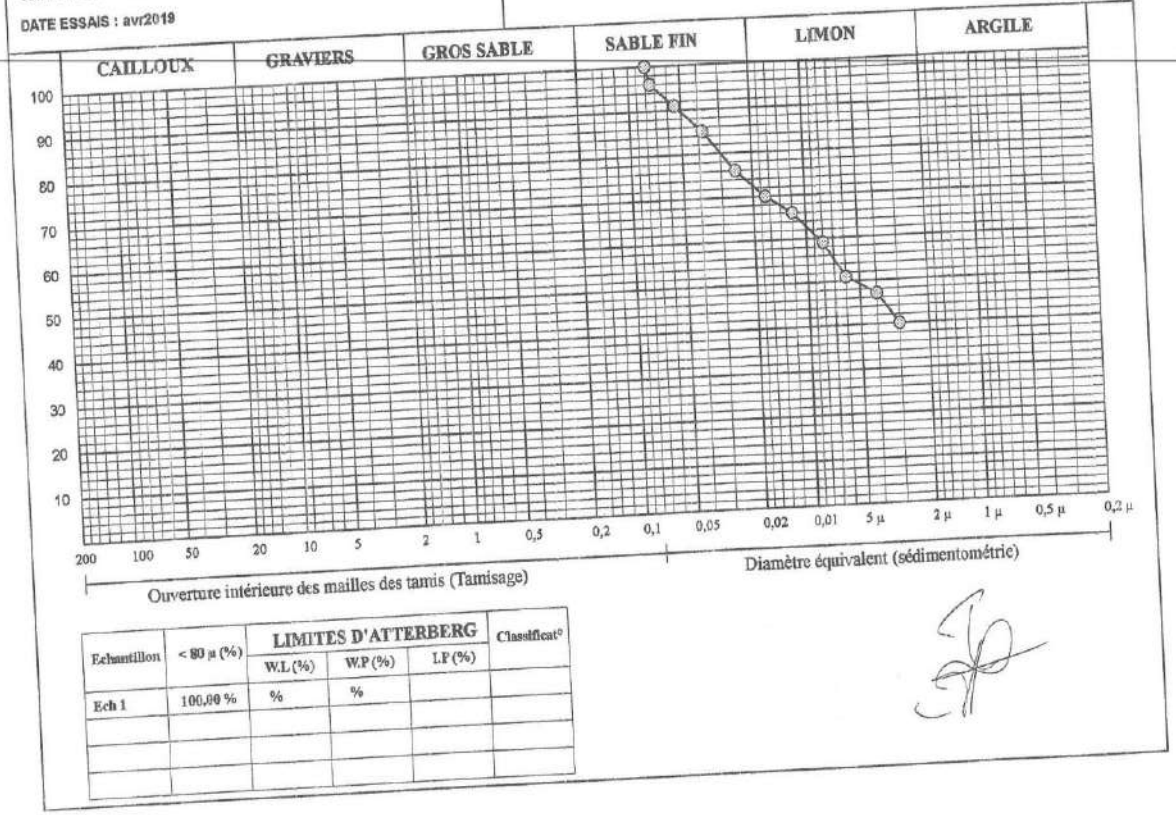
ETUDE : Médéa

CLIENT : DTP Médéa

DATE ESSAIS : avr2019

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Ech1: 2.00/2.40m (01(PK0+600))



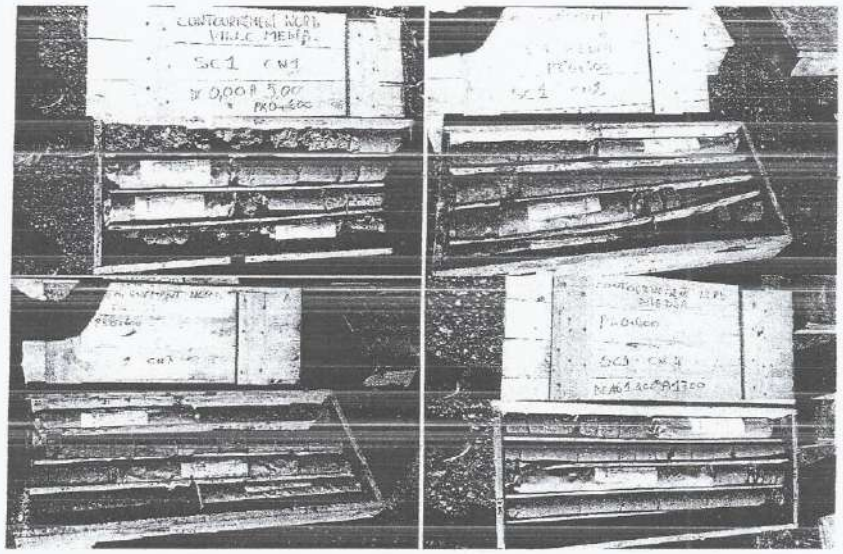
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 1	100,00 %	%	%		

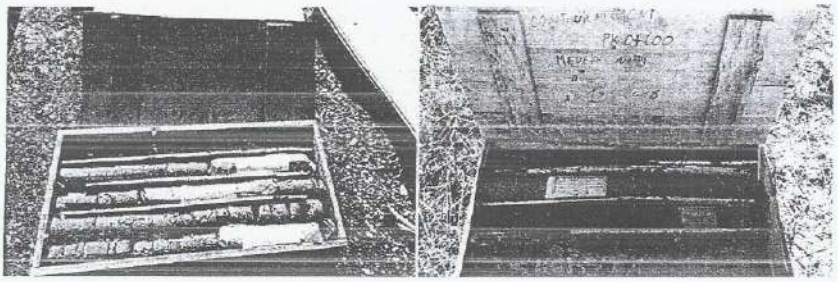
Annexe D

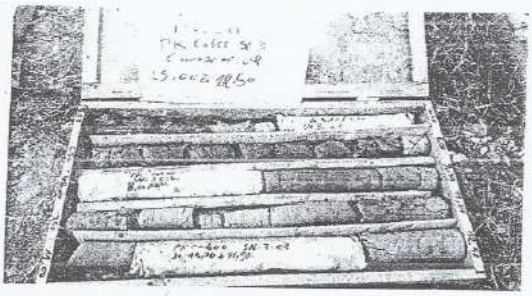
Les photos de caisses des sondages carottés

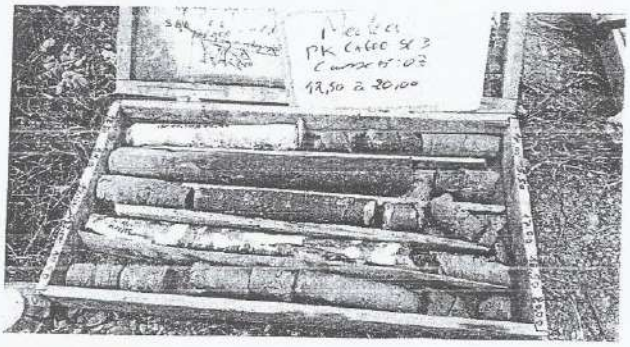
Photos des caisses de sondages :

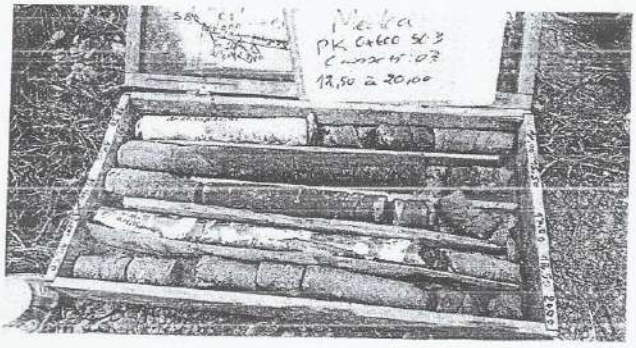
Sondage SC 01 :



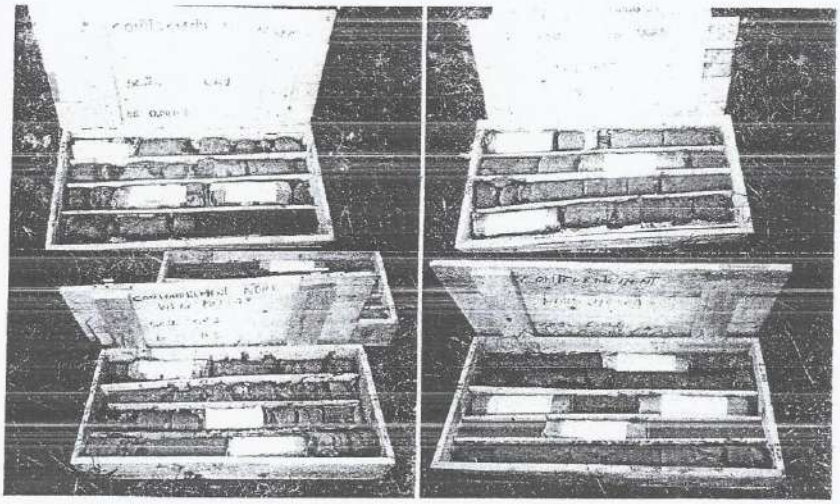




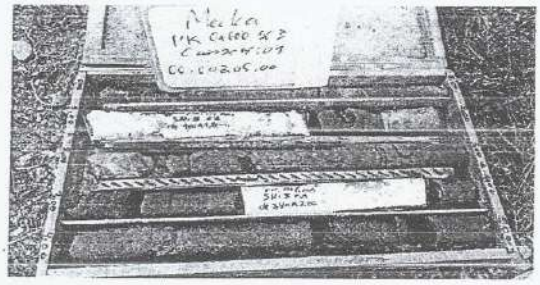

PK 0+600 SK 3
12,50 à 20,00


PK 0+600 SK 3
12,50 à 20,00

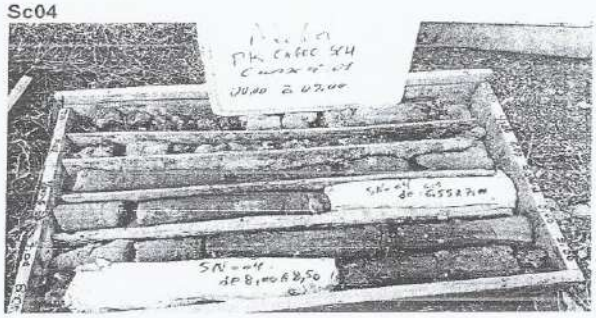
Sondage SC 02 :

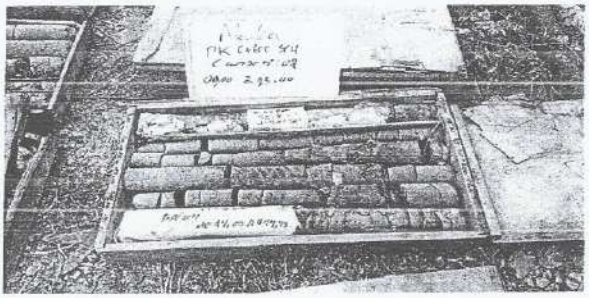


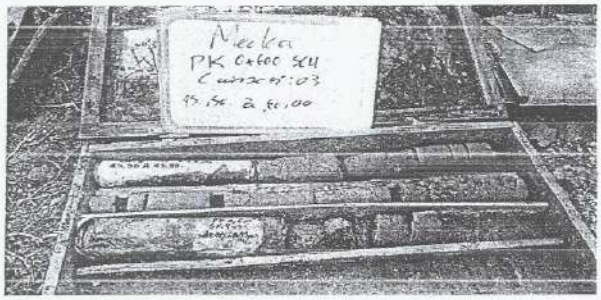
Sc03



Sc04







DGG/DML/CTTP Mai 2019	contournement nord de la ville de Médéa - remblai au PK 0+600 Rapport de visite du site et programme d'investigation géotechnique	25/25