REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEYAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité :géotechnique

Etude de stabilité et confortement du glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa (PK4+250 au PK4+350)

Présenté par

Ould kherroubi batoul

Proposé et Dirigé par

Dr benssaada halim

Promotion Juin 2023

Remerciment

Je remercie le bon Dieu tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour accomplir ce travail.

Je remercie aimablement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, et particulièrement notre promotrice Mm bensaada abdelhalim . Pour avoir accepté de superviser mes travaux lors de cette recherche, pour sa rigueur, sa confiance et sa gentillesse tout au long de ce travail.

Je remercie aimablement les Ingénieures et les techniciens de la Direction des Travaux Publics

Je remercie également à Mem BOUKALKAL DJAMILA. Pour leurs aides, leurs conseils et sa gentillesse tout au long de ce travail.

Mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignentnous ont encadré.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère, qui a toujours fait preuve d'affection, d'attention et tant d'effort, de peine

Consentit pour ma réussite.

A mon père, la boussole de ma vie, toi qui m'a toujours guidé soutenu, aidé et encouragé en

Toutes circonstances.

A on chère mari, pour la patience et le soutien dont il a fait preuve pondant toute la durée de

Ce travail et à qui je voudrais exprimer mes affections et mes gratitude

Mercie infiniment

A mes frères Chahereddine et Ayoub les étoiles sur terre qui illuminent ma vie, les mots ne

Suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que

Je porte pour vous.

A la famille Ouldkherroubi et Damardji et Haffaf.

A mes oncles et mes tontes dont : Boualem, Noureddine et Soumia.

A mes amis qui m'ont encouragé : Abderrahmane, Hicham, Mounir, Ratiba,

Hanin, Imane, Maroua, Lamia, Marwa, Yasmine.

A tous mes camarades de la promotion.

Résume

Les glissements de terrain sont des événements naturels complexes et dangereux, qui peuvent être influencés par diverses causes et facteurs. Dans la wilaya de Médéa, ces phénomènes sont fréquents et répandus. Un glissement de terrain en particulier s'est produit dans la commune de Médéa,entraînant le déplacement d'une partie de la zone située entre le PK4 +250 et le PK4 350, dans lacommune de Draa Essmar à l'ouest de la ville de Médéa. Cette zone a été directement touchée parles conséquencesDans le cadre de notre projet, notre objectif est de réaliser une étude géotechnique approfondie surles glissements de terrain. Nous commencerons par une présentation générale des mouvements desol, en mettant particulièrement l'accent sur les glissements de terrain. Nous aborderons leurscaractéristiques, les différents types de glissements de terrain, les causes qui les déclenchent, ainsique les systèmes de solutions proposés et les méthodes de calcul associées. Cette étude nouspermettra d'acquérir une compréhension approfondie de ces phénomènes et de développer desrecommandations appropriées pour la prévention et la gestion des glissements de terrains de ceglissement de terrain.

Les mots clés : Instabilité, La modélisation (TALREN), paramètres géotechniques

ملخص:

الانهيارات الأرضية هي أحداث طبيعية معقدة وخطيرة يمكن أن تتأثر بأسباب وعوامل مختلفة. في ولاية المدية، تحدث هذه الظواهر بشكل متكرر وواسع الانتشار. وقع انهيار أرضي محدد في بلدية المدية، مما أدى إلى تشريد جزء من المنطقة بين PK4 +250 وPK4 +350 ، الموجودة في بلدية دراع السمار غرب مدينة المدية. تأثرت هذه المنطقة مباشرة بالنتائج الناتجة عن هذا الانهيار.

في إطار مشروعنا، هدفنا هو إجراء دراسة جيوتقنية معمقة حول الانهيارات الأرضية. سنبدأ بنظرة عامة على حركات التربة، مع التركيز بشكل خاص على الانهيارات الأرضية. سنناقش خصائصها، والأنواع المختلفة من الانهيارات الأرضية، وأسباب التحفيز، وكذلك أنظمة الحل المقترحة وأساليب الحساب المرتبطة بها. ستمكننا هذه الدراسة من فهم شامل لهذه الظواهر ووضع توصيات مناسبة للوقاية وإدارة الانهيارات الأرضية في هذا الانهيار المحدد.

كلمات مفتاحية: عدم الاستقرار، النمذجة(TALREN) ، المعلمات الجيوتقنية.

Abstract:

Landslides are complex and dangerous natural events that can be influenced by various causes and factors. In the Medea province, these phenomena are frequent and widespread. One specific landslide occurred in the commune of Médéa, resulting in the displacement of a portion of the area between PK4 +250 and PK4 +350, located in the commune of DraaEssmar to the west of the city of Médéa. This area was directly affected by the consequences.

Within the scope of our project, our objective is to carry out an in-depth geotechnical study on landslides. We will begin with a general overview of soil movements, with particular emphasis on landslides. We will discuss their characteristics, the different types of landslides, the triggering causes, as well as the proposed solution systems and associated calculation methods. This study will enable us to gain a comprehensive understanding of these phenomena and develop appropriate recommendations for the prevention and management of landslides in this specific landslide.

Keywords: Instability, Modelling (TALREN), geotechnical parameters.

Sommaire

Introduction général

partie I :aperçu bibliographique

Chapitre I :Généralité des mouvements de terrain

I.1. Introduction : 2

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

I.3. Types de mouvement de terrain..... 3

I.3.1. Les mouvements lents et les mouvements rapides..... 3

I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus..... 3

I.3.2.1. Les effondrements 3

I.3.2.2. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres..... 4

I.3.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles..... 4

I.3.3. Les mouvements lents et continus..... 5

I.3.3.1. L'affaissement 5

I.3.3.2. Le tassement..... 5

I.3.3.3. Le retrait-gonflement..... 6

I.3.3.4. Le fluage..... 6

I.3.3.5. Solifluxion..... 6

I.4. Qu'est-ce qu'un glissement de terrain ? 7

I.4.1. Caractérisation des glissements..... 7

I.4.2. Type des glissements de terrain..... 8

I.4.2.1. Glissement plan 8

I.4.2.2. Glissement rotationnels : 9

I.4.2.2.1. Glissement rotationnel simple 9
I.4.2.2.2. Glissement rotationnel complexe : 9
I.4.2.2.3. Glissements sur une discontinuité préexistante : 9
I.4.2.3. Glissement quelconque 9
I.5. Quels sont les facteurs provoquant un glissement de terrain ? 10
I.5.1. Facteurs permanents : 10
I.5.2. Action mécanique 10
I.5.3. Action chimique 10
I.5.4. Facteurs variables dans le temps 11
I.5.5. Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains 13
I.5.5.1. Les facteurs de prédisposition 13
I.5.5.2. Les facteurs aggravants 13
I.5.5.3. Les facteurs déclenchant 13
I.5.6. Phases des glissements 14
I.6. Conclusion : 15
Chapitre Π :Méthodes de Confortement
I.1. introduction : 19
II.2. Techniques et moyens de confortement : 19
II.2.1. La modification géométrique 19
II.2.2. Le déchargement en tête 19
II.2.3. Le chargement en pied 20
II.2.4. Le reprofilage : 20
II.2.5. La substitution 20

II.2.6. Le drainage : 21
II.2.6.1. Les tranchées drainantes 21
II.2.6.2. Les éperons drainants : 22
II.2.6.3. Les drains subhorizontaux 22
II.2.6.4. Les drains verticaux : 22
II.2.7. La végétalisation : 23
II.2.8. Les éléments résistants : 23
II.2.9. Les ouvrages de soutènement : 23
II.2.9.1.1.Les murs de soutènements : 24
II.2.9.2. Les rideaux de palplanches : 24
II.2.9.3. La terre armée : 24
II.2.9.4. Les tirants d'ancrage : 25
II.2.9.5. Le clouage : 25
II.2.9.6. Les géotextiles..... 26
II.2.10. Méthodes de calcul de La stabilité Des talus 27
II.2.10.1. Notion de coefficient de sécurité..... 27
II.2.10.2. Méthodes de calcul à la rupture 28
II.2.10.3. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite. 36
II.2.10.4. La méthode des éléments finis : 39

Partie Π :Présentation des données

Chapitre III :ANALYSE DE SITE

III.1. Introduction..... 43
III.2. Situation de projet :..... 43

III.3. Contexte géologie 43
III.3.1. Géologie locale 43
III.3.2. Stratigraphie. 44
III.3.3. Tectonique 45
III.3.4. Sismicité : 45
III.4. Diagnostic sur site : 47
III.5. Causes des instabilites 47
III.6. Reconnaissance géotechnique : 48
III.6.1. Essais in situ : 48
III.6.2. Essais de laboratoire : 48
III.6.3. Description lithologique des Sondages carottés 49
III.6.4. Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés Couche de marne : 49
III.6.4.1. Essais physiques : 49
III.6.4.2. Sondages préssiométriques : 52
III.6.4.3. Essais aux Pénétromètres dynamiques lourds : 52

Chapitre IV :Modélisation numérique

IV.1. Introduction 57
IV.2. Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4) 57
IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4 60
IV.4. Etude de stabilité à l'état initial 60
IV.4.1. Présentation des caractéristiques du talus 60
IV.4.2. Les couches de sols existants 61
IV.4.3. Données de la situation 61

IV.4.4. Méthode Bishop 62
IV.4.5. Méthode de fellinus 64
IV.5. Etude de stabilité avec confortement 65
IV.5.1. Cas du glissement PK 4+250 AU PK 4+350 65
IV.5.2. Matériaux utilisés 66
IV.5.3. Méthode de Bishope 67
IV.5.4. Méthode de Fellenius 68
IV.6. Résultats 69
IV.7. Conclusion 69
Conclusion générale 70
ANNEXE

Table des figures

Chapitre I

Figure I- 1: Schéma explicatif des phénomènes Effondrements. 3
Figure I- 2: Schéma explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres 4
Figure I- 3: Schéma illustre une coulée de boue Érosion littorale 4
Figure I- 4: Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littoral 4
Figure I- 5: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre 5
Figure I- 6: Schéma Explicatif de phénomène : Tassement 5
Figure I- 7: Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement 6
Figure I- 8: Schéma Explicatif des phénomènes : fluage 6
Figure I- 9: Schéma Explicatif des phénomènes : Solifluxion 6
Figure I- 10 : Les différents éléments d'un glissement de terrain. 7
Figure I- 11 : Schéma descriptif d'un glissement plan. 8
Figure I- 12: Schéma descriptif d'un glissement rotationnel . 9
Figure I- 13: Illustration schématique de l'évolution du facteur de sécurité (Fs) en fonction du temps des phénomènes d'instabilité qui se développent aujourd'hui. 14
Figure I- 14: Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain. 14

Chapitre II

Figure II- 1: chargement au pied d'un talus. 20
Figure II- 2: les différents procédés de modification géométrique 20
Figure II- 3: tranchées drainantes 21
Figure II- 4: Eperons drainants 22
Figure II- 5:l'implantation des plantes dans un talus. 23
Figure II- 6: Mur de soutènement. 24
Figure II- 7: Paroi de palplanche. 24
Figure II- 8: principe de la technique terre armée 25
Figure II- 9: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage 25
Figure II- 10: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus. 26
Figure II- 11: Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P,2008). 29
Figure II- 12: forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius 30
Figure II- 13: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP 30
Figure II- 14: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price 33
Figure II- 15: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN price. 34
Figure II- 16: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER 35
Figure II- 17: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER 35

Chapitre III

Figure Ⅲ- 1: Situation de la zone d'étude..... 43
Figure Ⅲ- 2: Extrait de zone d'étude sur la carte géologique de Média échelle 1/50.000ème..... 44
Figure Ⅲ- 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. 46
Figure III- 4: deplacement de couche dans site 47
Figure III- 5: situation de terrain..... 48

Chapitre IV

Figure IV- 1: Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) (Talren)..... 58
Figure IV- 2: Gestion du phasage et des situations en Talren 4 (Talren). 59
Figure IV- 3: Affichage graphique des résultats..... 60
Figure IV- 4: Description générale du projet (PK 4+250 AU PK 4+350)..... 61
Figure IV- 5: Définition des pondérations /sécurité partielle (PK 4+250 AU PK 4+350). 62
Figure IV- 6: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.20 (avec nappe avec séisme)..... 62
Figure IV- 7: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.34 (Avec nappe sans séisme)..... 63
Figure IV- 8: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.39 (sans nappe avec séisme)..... 63
Figure IV- 9: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.61 (sans nappe sans séisme) 63
Figure IV- 10: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.16 (avec nappe avec séisme)..... 64
Figure IV- 11: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.27(avec nappe sans séisme)..... 64
Figure IV- 12: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.37 (sans nappe avec séisme)..... 64
Figure IV- 13: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.90 (sans séisme sans nappe) 65
Figure IV- 14: Définition de clous 66
Figure IV- 15: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 2.81 (avec nappe avec séisme)..... 67
Figure IV- 16: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 4.89 (avec nappe sans séisme) 67
Figure IV- 17: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 5.76 (sans nappe sans séisme)..... 67
Figure IV- 18: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 3.36 (sans nappe avec séisme) 68
Figure IV- 19: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 2.67 (avec nappe avec séisme) 68
Figure IV- 20: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 3.17 (sans nappe avec séisme) 69

Listedes tableaux

Tableau III- 1: coefficient d'accélération A..... 46

Tableau IV- 1 :Les données géométrie de terrain. 61
Tableau IV- 2: effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (sans confortement). 65

Liste des symboles

C : Cohésion.

c' = cohésion effective du sol.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.

$\boldsymbol{\tau_{mex}}$: Résistance au cisaillement maximale mobilisable.

σ : Contraintenormale appliquée (charge appliquée).

σ' : Contrainte effective (σ' = σ – u).

u : Pression interstitielle.

φ : Angle de frottement interne du sol.

ε : Déformation longitudinale.

$\boldsymbol{\gamma_w}$**:** Poids volumique de l'eau.

$\boldsymbol{\gamma_h}$: Poids volumique humide du sol.

$\boldsymbol{\gamma_d}$: Poids volumique sec du sol.

w : Teneur en eau.

$\boldsymbol{C_u}$**:** Coefficient d'uniformité de Hazen.

$\boldsymbol{C_C}$: Coefficient de courbure.

$\boldsymbol{W_P}$: La limite de plasticité.

$\boldsymbol{W_L}$: La limite de liquidité.

$\boldsymbol{I_P}$: L'indice de plasticité.

$\boldsymbol{I_L}$: L'indice de liquidité.

$\boldsymbol{I_C}$: L'indice de consistance.

$\boldsymbol{S_r}$: Degré de saturation.

$\boldsymbol{C_g}$: L'indice de gonflement.

C_c: L'indice de compression.

P_C: Pression de consolidation.

P_L^*: La pression limite nette.

P.D.L :pénétromètres dynamiques lourds.

$\mathbf{R_d}$: La résistance dynamique de pointe du sol

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

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

Kh :Coefficient sismique horizontal.

Kv : Coefficient sismique vertical.

$\mathbf{R_P}$**:** Résistance de pointe.

$\mathbf{F_S}$: Coefficient de sécurité.

Abréviations

CU : Consolidé non drainé.

UU : Non Consolidé non drainé.

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.

SC : Sondages carottés.

MC : Modèle de Mohr Coulomb.

MEF : Méthode des éléments finis.

Introduction général

Depuis plus d'un siècle, les scientifiques, notamment les géologues, les géomorphologues et plus récemment les mécaniciens des sols, se sont efforcés de comprendre les mécanismes et les processus à l'origine des glissements de terrain, ainsi que des mouvements de terrain en général.

Ces processus, initialement d'origine naturelle, ont progressivement été influencés par les activités humaines au cours du dernier siècle. Chaque site potentiellement instable présente des défis particuliers, ce qui rend difficile la généralisation et la classification de ces mouvements. Par conséquent, de nombreux ouvrages et articles ont été consacrés à l'analyse des mouvements de terrain, utilisant des méthodes de recherche de plus en plus sophistiquées. Cette démarche conduit à des situations diverses : soit elle approfondit notre compréhension des phénomènes d'instabilité, soit elle se penche sur des domaines encore méconnus, soit elle expérimente de nouvelles approches de prospection et d'analyse.

Les glissements de terrain sont des déplacements de sol qui se produisent généralement dans des matériaux meubles, principalement des argiles, ce qui les distingue des éboulements rocheux plus courants dans d'autres environnements. La stabilisation d'un glissement de terrain constitue un défi majeur pour le domaine de la géotechnique, et il est essentiel de posséder une solide compréhension de la méthodologie d'étude pour réussir cette entreprise.

L'objectif de cette étude est d'établir une évaluation du confortement du glissement de terrain adjacent à Draa Samar située à 4 Kms à l’ouest de la ville de Médéa L'étude se focalise sur la vérification de la stabilité de cette pente en calculant son coefficient de sécurité, tout en visant à prévoir une méthode de renforcement permettant de stabiliser ce glissement.

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairé les axes de notre étude La mémoire a été articulée sur les chapitres suivants :

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

Chapitre II : Méthodes de confortements

Chapitre III : Analyse de site

Chapitre IV : Modalisation numérique

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Partie I :

Aperçu bibliographique

Chapitre I :

Généralité des mouvements de terrain

I.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être déclenchés par divers facteurs tels que l'érosion, la sismicité, les précipitations abondantes, les variations de température et les activités humaines.

Ils se caractérisent par des déplacements qui varient considérablement en termes de volume et de vitesse, allant de quelques mètres cubes à plusieurs millions de mètres cubes, et de quelques millimètres par un à plusieurs mètres par jour. En raison des risques qu'ils posent pour les populations et les infrastructures avoisinantes, il est essentiel de surveiller et de prévenir les mouvements de terrain. Des solutions techniques telles que la stabilisation des pentes, le drainage et la construction de structures de retenue peuvent être mises en œuvre pour réduire ces risques. De plus, la sensibilisation et l'éducation de la population aux dangers associés aux mouvements de terrain jouent un rôle crucial pour minimiser les dommages et les pertes humaines en cas de survenue de tels événements.
Il est donc impératif de développer des stratégies de gestion des mouvements de terrain qui intègrent la surveillance régulière, la mise en place de mesures préventives appropriées et la sensibilisation continue de la population. Cela permettra de réduire les impacts négatifs et de garantir la sécurité des personnes et des infrastructures dans les zones exposées aux mouvements de terrain

I.2. Définition du mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs eux-mêmes liés àla complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions degisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, Caractéristiques des nappes aquifères, etc.)

I.3. Types de mouvement de terrain

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

I.3.1. Les mouvements lents et les mouvements rapides

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public [1].

I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale [2].

I.3.2.1. Les effondrements

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavationgrossièrement cylindrique.

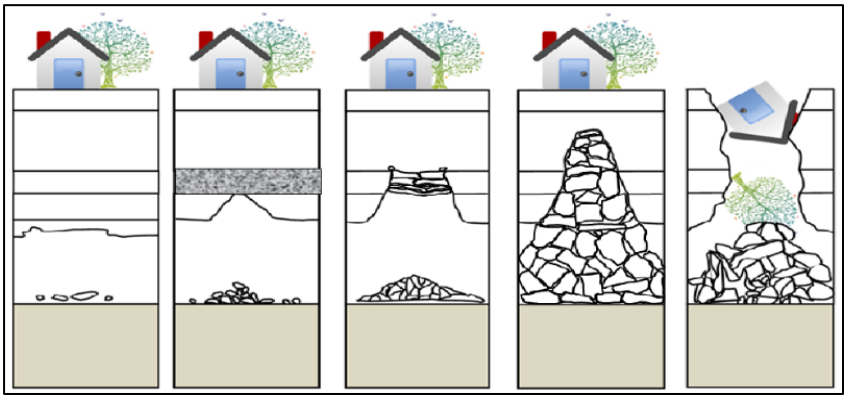


Figure I- 1: Schéma explicatif des phénomènes Effondrements.

I.3.2.2. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

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

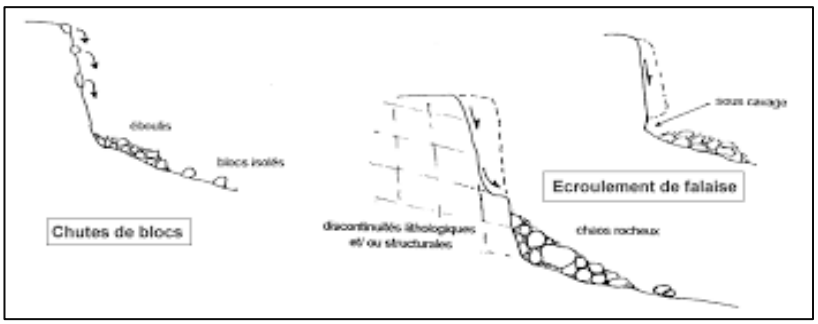


Figure I- 2: Schéma explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres

I.3.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans lapartie aval d'un glissement de terrain.

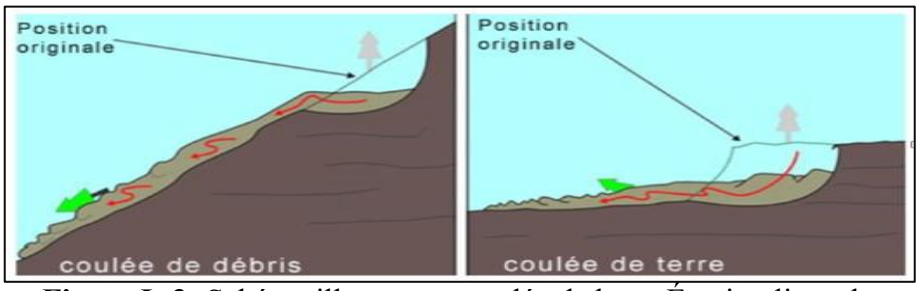
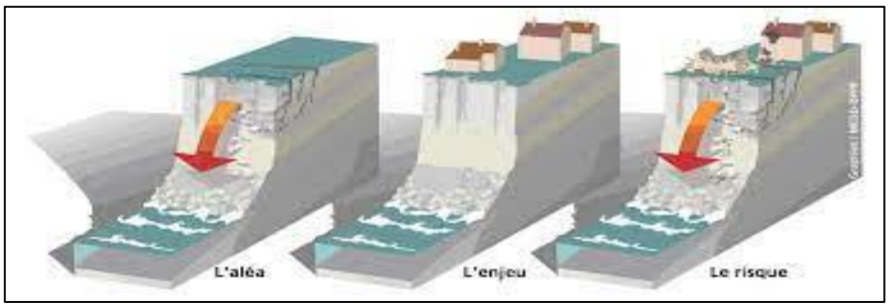


Figure I- 3: Schéma illustre une coulée de boue Érosion littorale

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

Figure I- 4: Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littoral



I.3.3. Les mouvements lents et continus

Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait- gonflement. Ils touchent principalement Par l'homme. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants .

I.3.3.1. L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments.

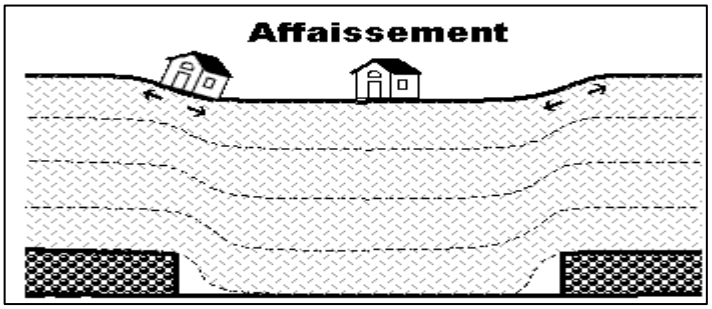


Figure I- 5: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres [2].

I.3.3.2. Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

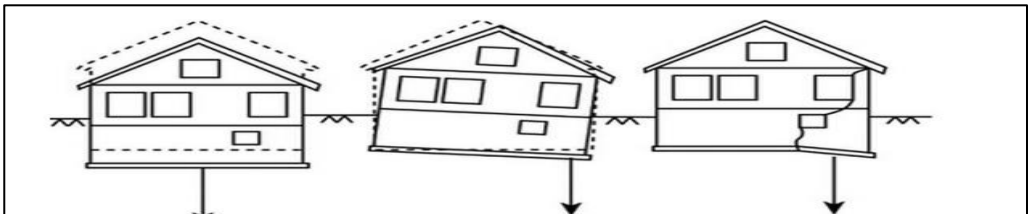


Figure I- 6: Schéma Explicatif de phénomène : Tassement

I.3.3.3. Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

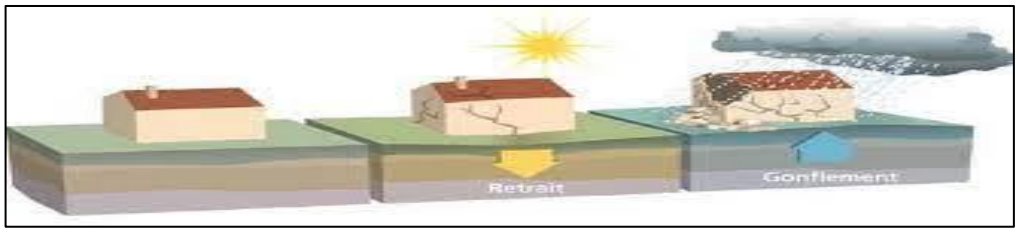


Figure I- 7: Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

I.3.3.4. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

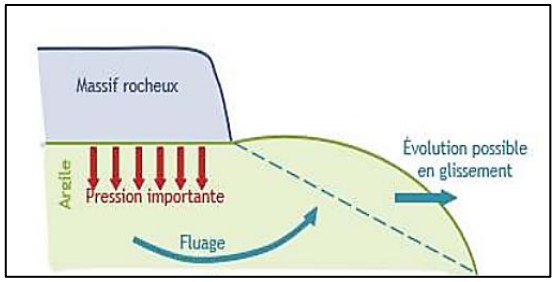


Figure I- 8: Schéma Explicatif des phénomènes : fluage

I.3.3.5. Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

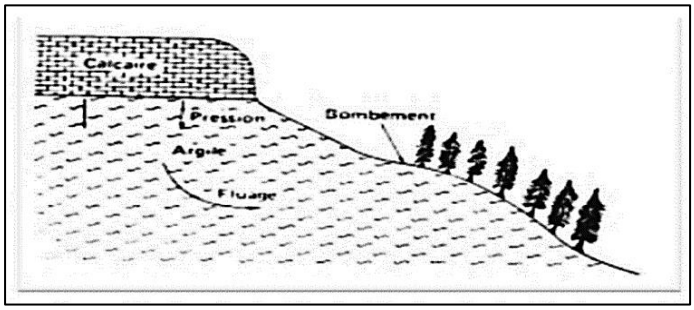


Figure I- 9: Schéma Explicatif des phénomènes : Solifluxion

I.4. Qu'est-ce qu'un glissement de terrain ?

Un glissement de terrain se définit comme le déplacement d'une masse de terre, de roches ou de débris le long d'une pente. Il s'agit d'un type de "glissement de masse" qui désigne tout mouvement de sol et/ou de roche vers le bas d'une pente sous l'influence directe de la gravité. Ce mouvement est causé par le poids propre du matériau, sous l'effet de la gravité, et peut prendre la forme de chutes, de basculements, de glissements, d'étalements ou d'écoulements (coulées de boue ou de déchets) [3].

I.4.1. Caractérisation des glissements

Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés par :

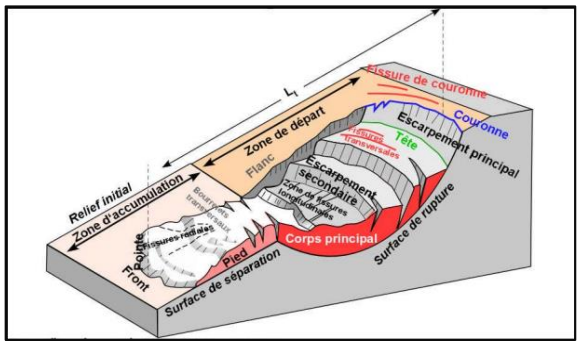


Figure I- 10 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

- **Le rejet principal**: surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
  - **Couronne** : se située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecté par ledésordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrainsdans ces zones.
- **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé setrouve en contact avec l`escarpement principal.
- **Rejet secondaire :** circulaire semblable à l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément :**fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc :**limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- **Pied :**correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masque par le bourrelet.

- **Extrémité inférieure (pouce) :**zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoinsd`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glisséedesterrains en place.
- **Corps :**partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses:** rupture au sein du matériau se manifestant par des fentesd`importance et de formes diverses suivant leur position [4].

I.4.2. Type des glissements de terrain

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de Matériaux.

On peut distinguer trois types principaux de glissements :

I.4.2.1. Glissement plan

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables [4].

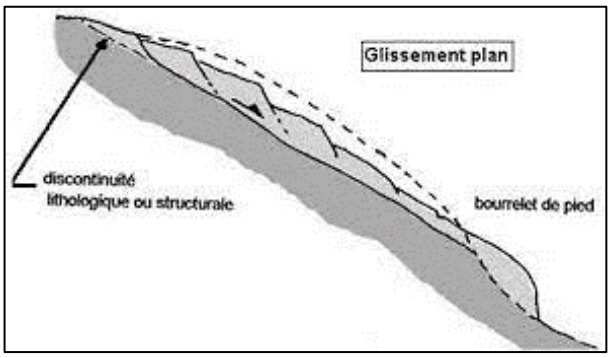
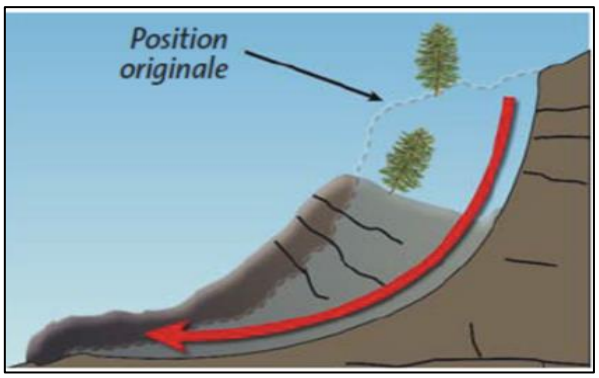


Figure I- 11 : Schéma descriptif d'un glissement plan.

I.4.2.2. Glissement rotationnels

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

Figure I- 12: Schéma descriptif d'un glissement rotationnel .



I.4.2.2.1. Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.

I.4.2.2.2. Glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

I.4.2.2.3. Glissements sur une discontinuité préexistante

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont Sensiblement parallèles aux versants, et constituant des surfaces de Glissements potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roche sédimentaires [5].

I.4.2.3. Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents**[4].**

I.5. Quels sont les facteurs provoquant un glissement de terrain ?

Les facteurs déclenchant un glissement de terrain sont :

I.5.1. Facteurs permanents

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc…etc.)

- **La pesanteur :**Elle constitue le moteur essentiel des mouvements de terrain, qualifiés souvent de gravitaires.
- **L'eau :** Elle est un facteur très déterminant pour la genèse d'un glissement de terrain. Elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur permanent et un facteur variable dans le temps (précipitation).

I.5.2. Action mécanique

Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente. Ces zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière. Elles indiquent dans la plus part des cas une forte probabilité d'avoir une instabilité dans une pente. L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse. L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs.

I.5.3. Action chimique

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite, par exemple) accompagnée de gonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

- **La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains**

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain.

- Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.
- Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables.
- Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des « alternances de niveaux durs et tendres (marne-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement mécanique et hydraulique particulier, souvent défavorable à la stabilité.

- Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine.

La variation importante lithologique, dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

- **La structure des terrains**

La tectonique, simple ou cassante, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités.

Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (glissements plans, des glissements de dièdres, etc.) en se basant sur leurs orientations.

Les joints sédimentaires, plan de schistosité ou de foliation sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

- **La morphologie**

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite audelà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements. On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau.

I.5.4. Facteurs variables dans le temps

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

- **Les précipitations**

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à- dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter lepoids moteur.

- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau, lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité «w_l», le milieu passe de l'état plastiqueà l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.
- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modificationde la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes telles que la pression de courant et érosion souterraine.

- **La température**

Les variations de températures sont un facteur déclenchant de chutes de pierres ou de blocs, en raison des dilatations différentielles qui se manifestent.

- **Le gel et dégel**

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion).Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures.

Ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain.

- **Le séisme et le volcanisme**

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente très variés tels que glissements, chutes de blocs ou écroulements, soit par action mécanique directe, soit par la modification des pressions interstitielles.

L'action de surpression de gaz et de vapeur d'eau peut, en outre, favoriser le déclenchement de mouvement de pentes sur les flancs du volcan.

- **L'action de l'homme**

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou déclenchement des instabilités, notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes, talutage en pied de versant, remblaiement en tête de versant.
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution déroches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles déclenchementdes chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants[6].

I.5.5. Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains

L'analyse des glissements de terrain met en évidence un certain nombre de paramètres qui interviennent à différentes échelles de temps et qui peuvent être regroupé en trois catégories : les facteurs de prédisposition, les facteurs aggravants et les facteurs déclenchant.

Ces trois aspects sont brièvement présentés et illustrés ci-dessous.

I.5.5.1. Les facteurs de prédisposition

Les facteurs de prédisposition correspondent aux conditions intrinsèques d'un versant et ne sont pas susceptible de changer au cours du temps (échelle comprise entre 104 et 106 années). Elles sont déterminées par l'histoire géologique (éléments lithologiques, structurels, géomorphologiques, éboulis) et fluviatiles viennent s'ajouter à ces facteurs de prédispositions.

I.5.5.2. Les facteurs aggravants

Les facteurs aggravants sont liés d'une part aux processus climatologiques à moyen et long termes (échelle comprise entre 10 et 104 années). Et d'autre part à l'utilisation du sol (déforestation, développement touristique par exemple). Les processus climatiques provoquent des impacts sur l'altération des formations géologiques, et sur le développement naturel du couvert végétal.

L'utilisation du sol peut également constituer un facteur aggravant pour les phénomènes de glissement de terrain comme par exemple la déforestation ou le développement de l'urbanisation (déstabilisation par terrassement, affouillement, accroissement des débits de pointe des cours d'eau, etc…..) par contre, l'utilisation du sol peut parfois jouer un rôle stabilisant par une diminution des infiltrations par exemple.

I.5.5.3. Les facteurs déclenchant

Les facteurs déclenchant initient le mouvement. Ils sont liés à des phénomènes météorologiques et hydrologiques extrêmes, à des phénomènes sismiques et/ou à des activités anthropiques ponctuelles. Ces phénomènes sont soit de courte durée soit de durée prolongée (échelle comprise entre quelques jours et quelques mois, voire quelques années).

Les événements météorologiques et hydrologiques extrêmes peuvent provoquer une modification des conditions hydrogéologiques à très courte terme par une augmentation des pressions interstitielles par exemple, ce qui peut provoquer une dégradation des paramètres géotechniques (cohésion, teneur en eau) qui caractérisent une formation géologique.

Les vibrations produites par un tremblement de terre peuvent également être à l'origine du déclanchement d'un phénomène d'instabilité.

Les activités anthropique qui peuvent provoquer un glissement de terrain sont principalement liées à des excavations, des surcharges du terrain ou à la montée d'un plan d'eau suite à la construction d'un barrage par exemple[7].

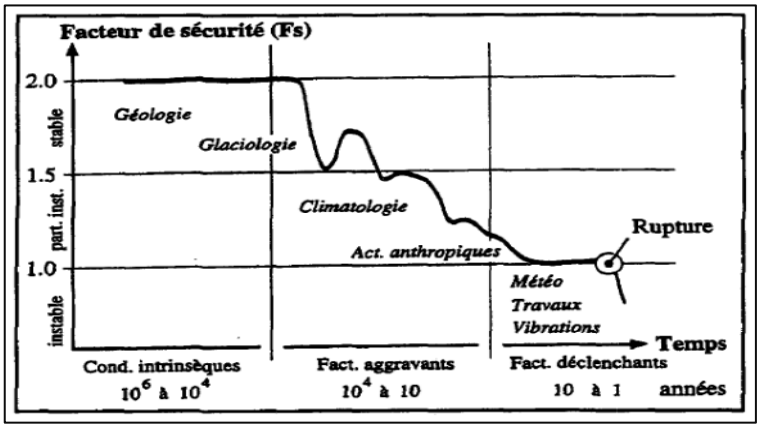


Figure I- 13: Illustration schématique de l'évolution du facteur de sécurité (Fs) en fonction du temps des phénomènes d'instabilité qui se développent aujourd'hui.

I.5.6. Phases des glissements

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

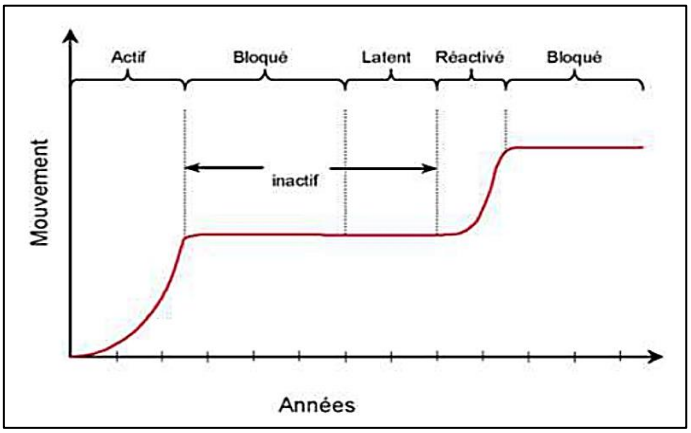


Figure I- 14: Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain.

- **Glissements de terrain actif**

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

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations.

- **Glissements de terrain réactivés**

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

- **Glissements de terrain inactifs**

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivision en quatre catégorie [8]

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés.

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre consacré aux mouvements de terrain, nous avons examiné de manière générale ce phénomène et mis en évidence les facteurs clés qui y sont associés. Tout d'abord, nous avons fourni une définition des mouvements de terrain, en soulignant également les différents types de mouvements de terrain, à savoir les mouvements rapides et les mouvements lents. Ensuite, nous avons mis l'accent sur les facteurs qui influencent ces mouvements de terrain. Nous avons examiné les éléments tels que l'érosion, la sismicité, les précipitations abondantes, les changements de température et les actions anthropiques, qui peuvent tous jouer un rôle dans l'apparition et l'intensité des mouvements de terrain. Enfin, nous avons fourni des exemples concrets de mouvements de terrain en Algérie, ainsi que dans d'autres régions du monde. Nous avons illustré ces exemples à l'aide d'images afin de mieux visualiser les conséquences de tels phénomènes. Cette exploration des mouvements de terrain nous a permis de comprendre l'importance de prendre en compte ces facteurs et d'étudier attentivement ces phénomènes afin de mieux prévenir les risques qu'ils représentent pour les populations et les infrastructures.

Chapitre II :

Méthodes de Confortement

I.1. introduction

Les techniques de stabilisation des talus glissants englobent un éventail de méthodes visant à sécuriser les zones de terrain instables ou sujettes à l'instabilité. Il existe de nombreuses approches diverses, qu'elles soient de nature géométrique ou hydraulique. Plusieurs méthodes peuvent être mises en œuvre, telles que la plantation d'arbres pour renforcer la stabilité, l'ajout de matériaux en base de talus, l'utilisation de clous enfoncés dans le sol à l'aide de pieux ou de barrettes, ou encore le soutènement à l'aide de murs en gabions ou en béton

II.2.Techniques et moyens de confortement

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteurs de notre talus.
- **Coté économique :**le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché.
- **Coté technologique :**la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

II.2.1. La modification géométrique

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

On peut citer :

II.2.2. Le déchargement en tête

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

II.2.3. Le chargement en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

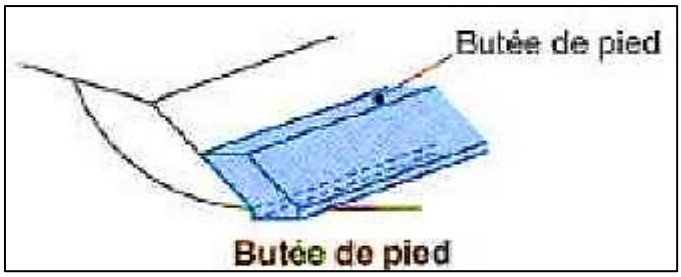


Figure II- 1: chargement au pied d'un talus.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base

II.2.4. Le reprofilage

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste a un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

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

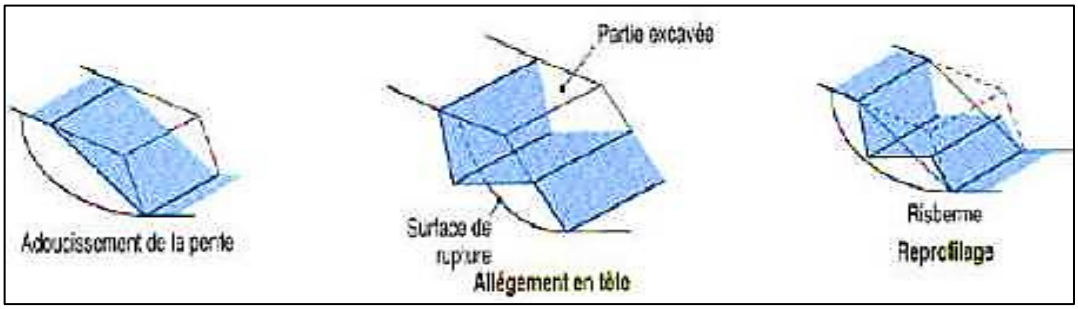


Figure II- 2: les différents procédés de modification géométrique

II.2.5. La substitution

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les

caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné , que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

II.2.6. Le drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle prépondérant, pouvant être soit un élément déclencheur occasionnel, soit même la principale cause du glissement. Par conséquent, il est fortement recommandé d'envisager des mesures de drainage dans la plupart des situations.

De plus, l'installation d'un système de drainage s'avère fréquemment plus économique que d'autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un tel dispositif est étroitement liée à la nature et à la variabilité des caractéristiques du sol.

Les techniques couramment utilisées pour le drainage incluent généralement les éléments suivants :

- La collecte des eaux de surface,

- La prévention des écoulements et des infiltrations dans les zones instables,

- La réduction des pressions interstitielles en profondeur par l'abaissement de la nappe phréatique,

- L'amélioration de l'écoulement des eaux au sein des structures.

.Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

II.2.6.1. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes se présentent sous la forme de structures allongées qui sont aménagées perpendiculairement aux flux d'eau dans le but de diminuer le niveau de la nappe phréatique.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti contaminant .

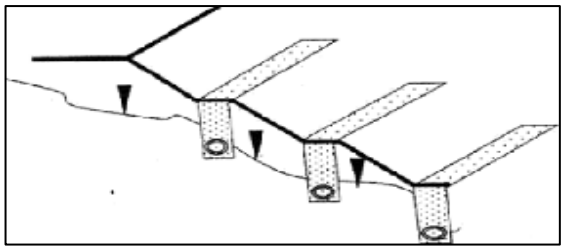


Figure II- 3: tranchées drainantes

II.2.6.2. Les éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites d'environ 1 mètre de large, bien que leur profondeur puisse atteindre plus de 7 mètres. Leur construction implique le creusement de tranchées de plusieurs mètres de long, alignées parallèlement à la pente du talus à l'aide d'engins mécaniques. Ces tranchées ne sont pas trop espacées les unes des autres afin d'assurer un drainage efficace. Par la suite, elles sont remplies de matériaux granulaires grossiers.

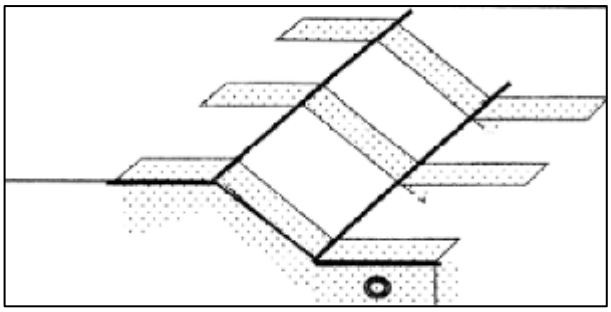


Figure II- 4: Eperons drainants

II.2.6.3. Les drains subhorizontaux

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

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

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

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible .

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit certains cas.

II.2.6.4. Les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué.

Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'au surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré chargement.

II.2.7. La végétalisation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure II- 5:l'implantation des plantes dans un talus.

II.2.8. Les éléments résistants

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

II.2.9. Les ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

II.2.9.1.1.Les murs de soutènements

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités.

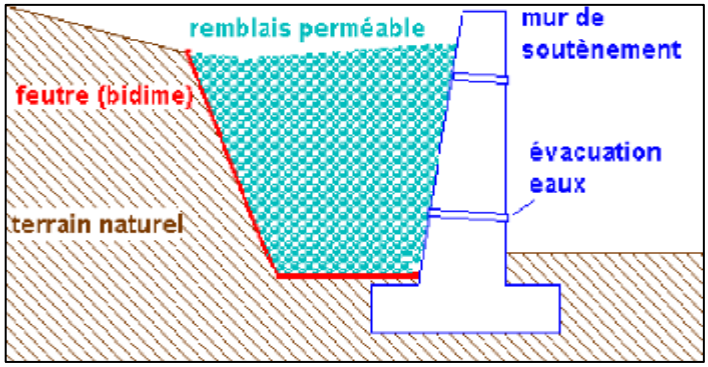


Figure II- 6: Mur de soutènement.

II.2.9.2. Les rideaux de palplanches

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

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres . Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées par le fonçage à proximité d'habitations [9].

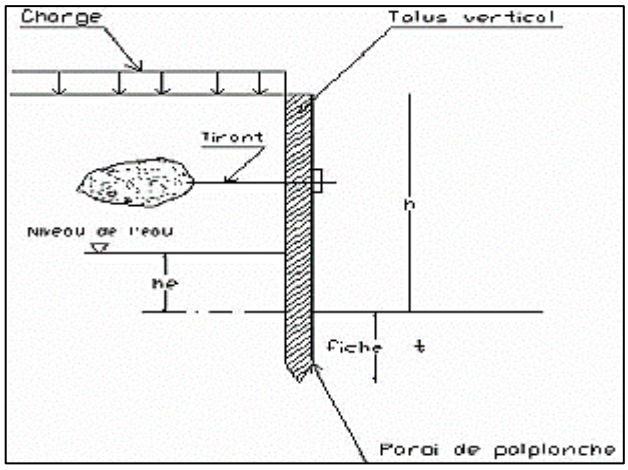


Figure II- 7: Paroi de palplanche.

II.2.9.3. La terre armée

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

- Un sol : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.

- Des inclusions : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- Un parement : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée [10].

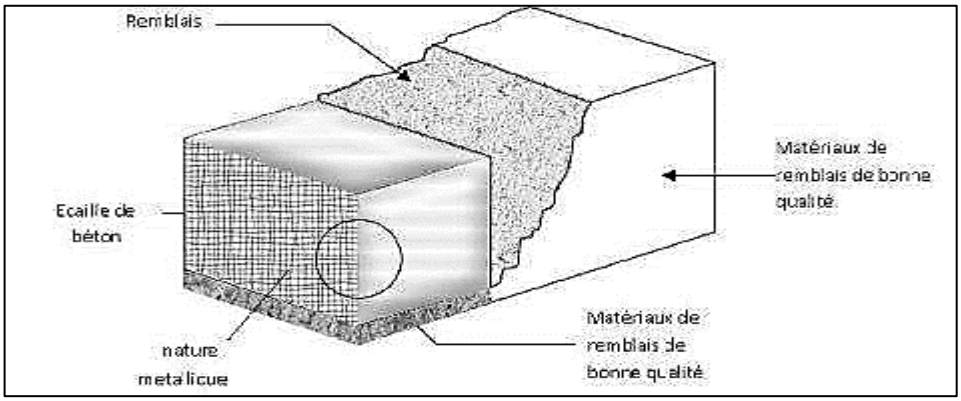


Figure II- 8: principe de la technique terre armée

II.2.9.4. Les tirants d'ancrage

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

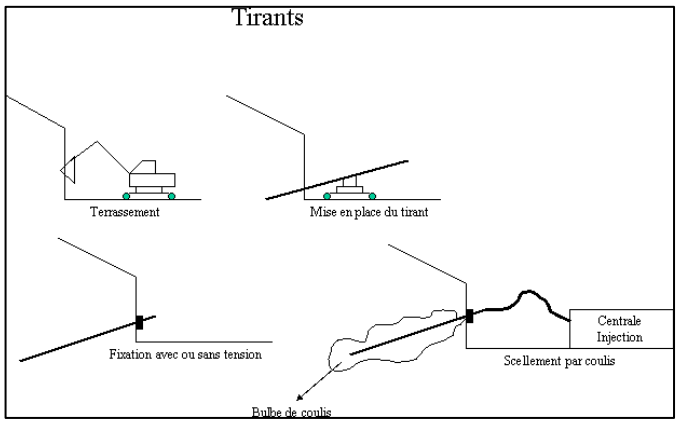


Figure II- 9: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage

II.2.9.5. Le clouage

Désigner aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur

un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.

II.2.9.6. Les géotextiles

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

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- La protection : protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnant.
- La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent [11].



Figure II- 10: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.

II.2.10. Méthodes de calcul de La stabilité Des talus

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories : On focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique [12].

II.2.10.1. Notion de coefficient de sécurité

En général, le rôle de coefficient de sécurité est lié aux calculs de la stabilité des talus, puisqu'on est incapable de préciser les contraintes que règnent effectivement dans le sol, on suppose, pour les besoins du calcul, que la rupture est critique, et par suit on introduit un coefficient de sécurité compatible avec la bonne tenue du talus.

Le choix de coefficient de sécurité est lié à la connaissance de la nature du terrain, car le risque est plus grand dans le cas des terrains hétérogène [13].

Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = Q_{max} / Q$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force H, Force V, moment M).

Q max : valeur maximale de Q.

Dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

Si FS = < 1 : la rupture est inévitable.

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

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

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, ou d'autres grandeurs comme il est illustré dans le tableau :

tableau II- 1: évaluation de la stabilité d'une pente.

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

II.2.10.2. Méthodes de calcul à la rupture

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif [14].

a) Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture

avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture.

Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (éslato-plasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les
mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

b) Les méthodes énergétiques

l'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se Rapprochent aux méthodes rigoureuses [15].

c) Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales permis le développement d'un très grand nombre de méthodes.

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

- les bords des blocs sont devenus verticaux.

- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base.

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

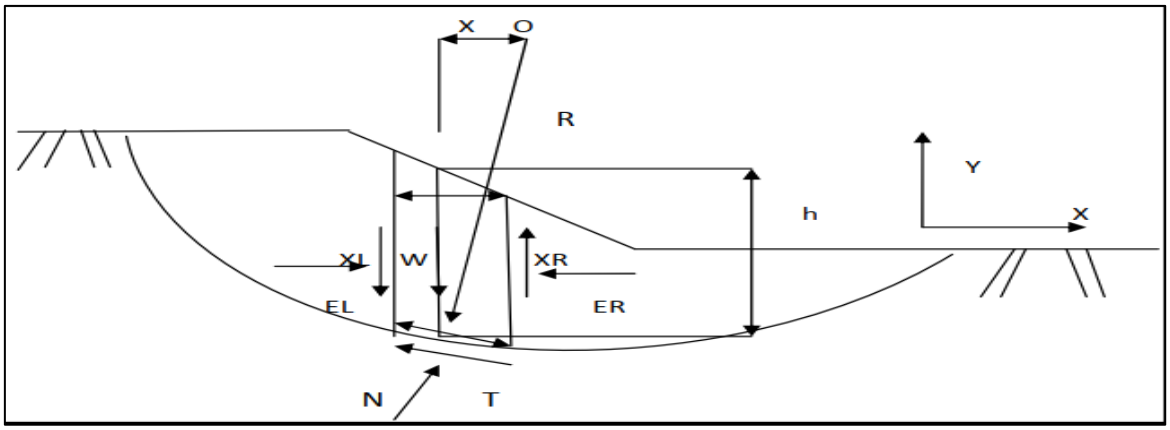


Figure II- 11: Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P,2008).

d) Méthode de FELLENIUS 1927

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement.

$$F = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moments mouteurs}}$$

$$F = \frac{\sum c'L + (W\cos\alpha - uL)\tan\varphi'}{\sum W \sin\alpha}$$

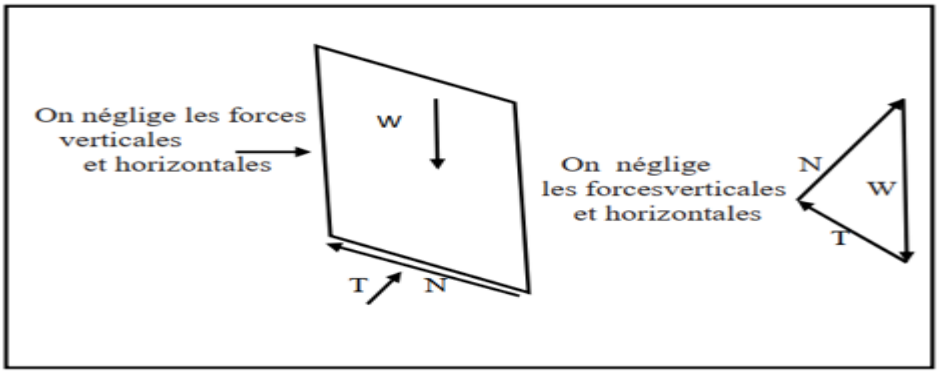


Figure II- 12: forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

e) Méthode de Bishop

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

Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$F = Tmax\ /T$$

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

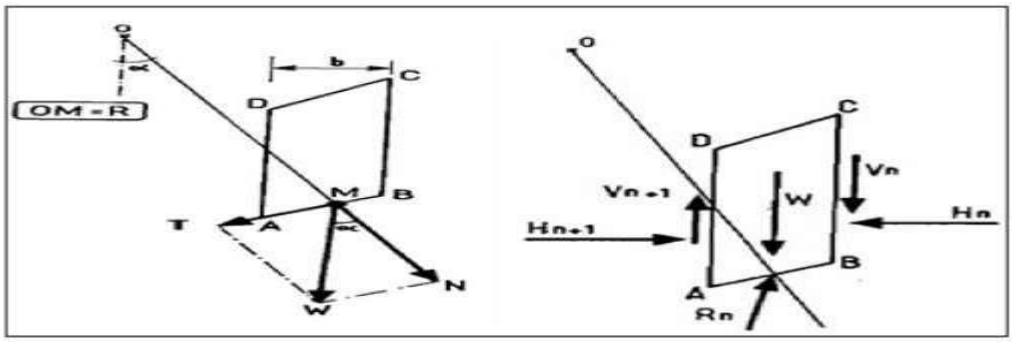


Figure II- 13: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP

f) Méthodes simplifiée de Bishop(1955)

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches).

Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical [12].

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières la surface de rupture est circulaire.

les efforts interbranches sont (T = 0) est que

$$\boldsymbol{v_n - v_{n-1} = 0.}$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(c'_i.b + (w - v_i - v_{i+1}) - u_n b) \tan \varphi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi'_i}{F_s} \sin \alpha_i}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP L'expression de Fs devient :

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

Dans le cas d'un sol cohérent, (saturé) ($\boldsymbol{\varphi} = \mathbf{0}$) la formule de Fellenius devient :

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

On remarque que F_s (Fellenius) = Fs (Bishop simplifiée) La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires. Limitations :

- Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
- Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.

g) La méthode de Janbu simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales.

Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) .

La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par [14].

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

Ou : sec α = 1/cosα

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

Janbu introduit un facteur de correction (f0), dans le coefficient de sécurité F0, pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$Ff = F0 / F$$

$$F_0 = \frac{\sum \left(\frac{b (c' + (p - u) tg\, \varphi'}{n_\alpha} \right)}{\sum pb\ tg\, \alpha} \quad n_\alpha = cos^2 \alpha \left(1 + tg\alpha \frac{tg\varphi'}{F_s}\right)$$

et

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

P=W/b : contrainte totale verticale. b : largeur d'une tranche.

h) Méthode de Morgenstern et Price (1965)

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern –Price, l'inclinaison des forces inter tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme [12].

$$T = f(x) / E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure comme suit :

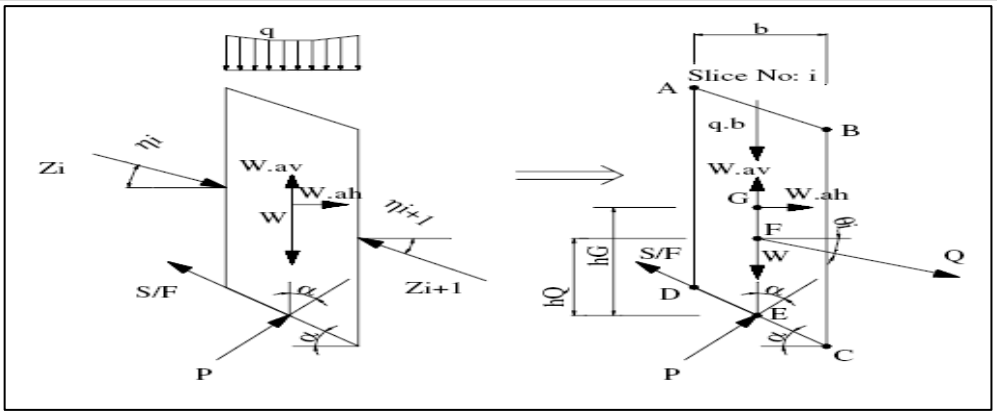


Figure II- 14: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price .

F (x) : Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (σ) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, Ff soit égal à Fm dans les équations suivant :

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

$$F_m = \frac{\sum c'l+(N-ul)tg\varphi'}{\sum W\sin\alpha}$$

En général, cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches.
- Suppose une fonction des forces inter-tranches f (x).
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches.

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

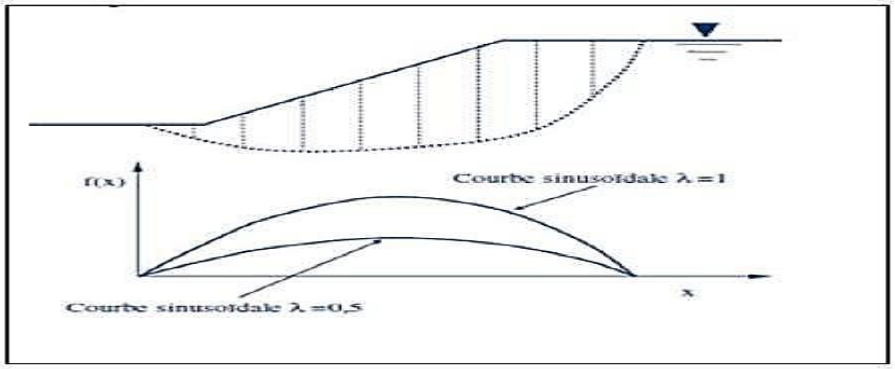


Figure II- 15: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN price.

i) Méthode de Spencer [1967]

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

$$\sum Q_i = 0$$

$$Q_I = Z_i - Z_{i+1}$$

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

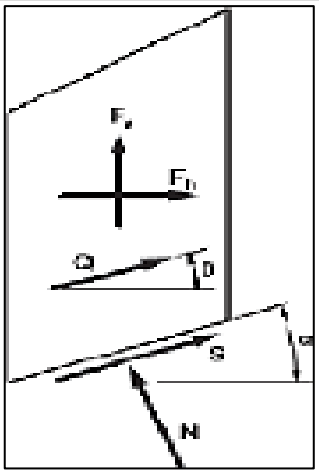


Figure II- 16: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER

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

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

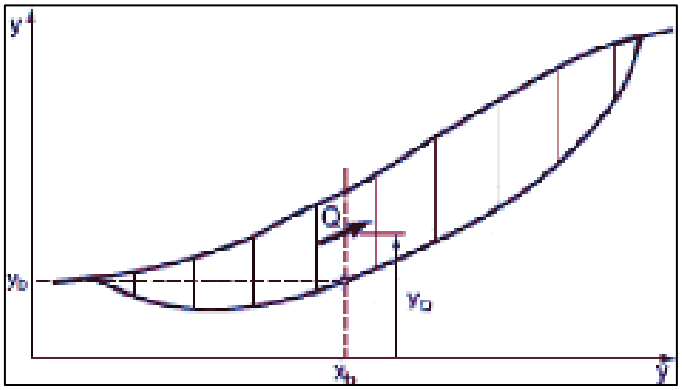


Figure II- 17: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER

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

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

Pour chaque angle, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop).

Pour un certain angle ϕ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites [16].

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

j) La méthode de Sarma (1973)

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

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

h : Hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour L'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement, Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

II.2.10.3. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau II.2 : tableau Récapitulatif des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus Recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibrede moment	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement. ∑des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑des forces dans le sens horizontal..	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaisondes force sinter tranches(θ). • Résultante des forces intertranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	• La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée)..
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑des forces dans le sens vertical. ∑des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

II.2.10.4. La méthode des éléments finis

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

Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ; modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;

Modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ; modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer

Plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants [17].

II.3. Conclusion

Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination du coefficient de sécuritéF_s, enfin nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de parade ayant pour objectif la stabilisation de volume instable.

Partie Π :

Présentation des données

Chapitre III :

ANALYSE DE SITE

III.1. Introduction

Dans le cadre de l'étude de stabilité des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, la Société algérienne des ponts et travaux d'arts (SAPTA) a confié l'élaboration du dossier d'exécution relatif au traitement de glissement de terrain du PK 4+250 au PK 4+350 à la Société algérienne d'études d'infrastructures (BET SAETI).

III.2. Situation de projet :

Le glissement de terrain fait l'objet d'étude se trouve au niveau de la commune deDraa Essaimer située à 4 Kms à l'ouest de la ville de Médéa dans uneGéomorphologie accidentée avec réseau hydrographique important.



Figure Ⅲ- 1: Situation de la zone d'étude

III.3. Contexte géologie

III.3.1. Géologie locale

Après consultation de la feuille géologique de Médéa au 1/50 000éme, il en ressortque la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et àl'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralementdéveloppées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud.Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

III.3.2. Stratigraphie

Les dépôts triasiques forment des structures diasporiques liés aux zones de Chevauchement. Ils sont représentés par des roches bariolées argilo-gypseuses,parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies. Ils sont d'intérêt pratiqué pour les recherches du gypse et du sel.

Les formations du crétacé sont largement développées dans les parties nord etcentrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenantles dépôts du crétacé inférieur à supérieur. Les formations du crétacé inférieur sont représentées par des schistes argilo siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grés siliceux, parfois

les roches sont gypseuses.Les dépôts du cénomanien sont représentés par l'alternance des marnes et des Calcaires. Les marnes sont compactes et ont une structure pélitomorphe. Les

calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.Les dépôts du crétacé supérieur comprennent les calcaires marneux gris, grèsbrunâtres et les schistes argileux. Les formations du paléogène sont représentéespar les dépôts de l'éocène et de l'oligocène. Ce sont des argiles marneuses, desGrés, des conglomérats avec des passées de calcaires organiques

Les dépôts néogènes sont développées sur touts le territoire de la wilaya et sontreprésentes par les formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcairesorganogènes, grès, conglomérats.Les dépôts du quaternaire sont représentés par les formations de pantes limons,

Sables, argiles, galets.



Figure Ⅲ- 2: Extrait de zone d'étude sur la carte géologique de Média
échelle 1/50.000ème

III.3.3. Tectonique

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée etfracturée où se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurerles assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales,présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage helvétien.

Cette tectonique plio-quaternaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinoriumde Blida et de Tablât, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud desquels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine, ils sont subdivisés en 3types 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.

III.3.4. Sismicité

L'analyse de la carte révèle que la grande partie du territoire de la wilaya de MEDEA se trouve sur un axe d'une activité sismique moyennement vulnérable, tandis quela partie nord de la wilaya représente une très grande vulnérabilité.Le dimensionnement des Ouvrage d'Art doit prendre en considération le facteur sismique (g).

Suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdès et ses environs,séisme destructeur, de magnitude 6.8 à l'échelle de Richter et ayant occasionné des dégâts importants sur le plan humain et matériels ; une nouvelle classification a été établie, (R.P.A.2003).

Cette classification subdivise le territoire national en Quatre zones de sismicité croissante. Ces zones sont illustrées par la carte de zoning sismique donnée ci-dessous. On distingue ;

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa: Sismicité moyenne.

Zone III : Sismicité élevée

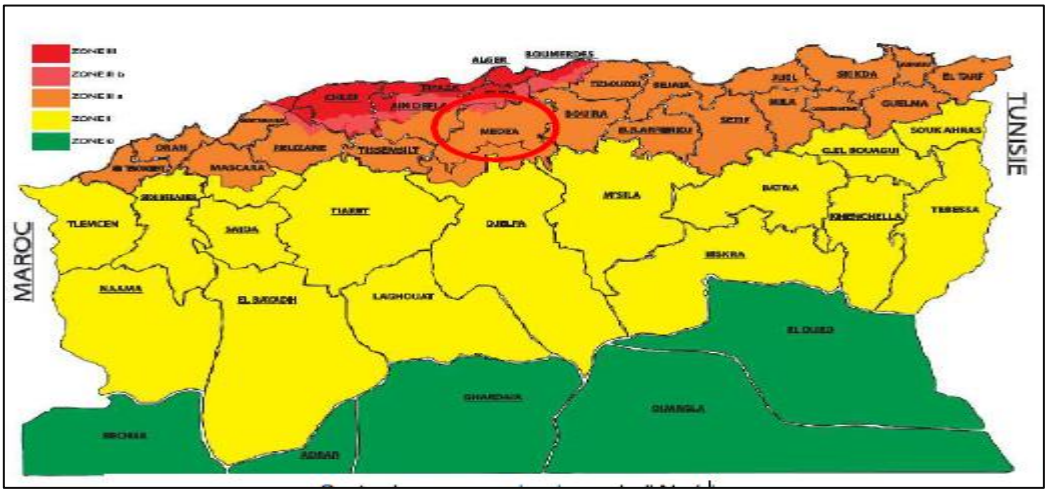


Figure Ⅲ- 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Le projet de la liaison autoroutière doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci- après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale,

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance,

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne,

ZONE **Tableau**III- 1: coefficient d'accélération A.				
Groupe	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance,

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région de

Média à la **ZoneIIa,** le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,25**,

avec :

- kh = A (%g) = forces horizontales

- kv = ± 0,3 kh = forces verticales

III.4. Diagnostic sur site :

Une inspection minutieuse du site nous a permis de mettre en relief une série de glissements circulaires caractérisés dans leurs aspects morphologiques par descrevasses ou niches d'arrachements, et des déplacements de masses en formes de

bourrelets limités par des fissures bien visibles en surface.Ces glissements se sont produits au sens strict dans un terrain meuble, dont les talus sont formés d'argile sableuse et marne.De visu, les glissements se sont produits de l'amont, jusqu'au bas de talus, comme le montre la photo suivante :



Figure III- 4: *deplacement de couche dans site*

III.5. Causes des instabilités

Les structures de glissements observées dans la zone de projet, sont étroitement liées aux facteurs suivants :

- ✓ Géologiques et géotechniques : présence de la marne qui est très vulnérableà l'eau et sujette aux glissements de terrain; ainsi, son étude de stabilité doit être soigneusement élaborée, avec une attention particulière ;Géomorphologique : terrain vallonné ; la pente est plus ou moins importante (facteur en faveur du glissement) ;

- ✓ Hydraulique : aucune mesure de drainage n'a été effectuée sur le site, les eaux de pluie, et même les eaux usées se déversent sauvagement sur les talus marneux, en provoquant leur saturation comme illustré ci-après :

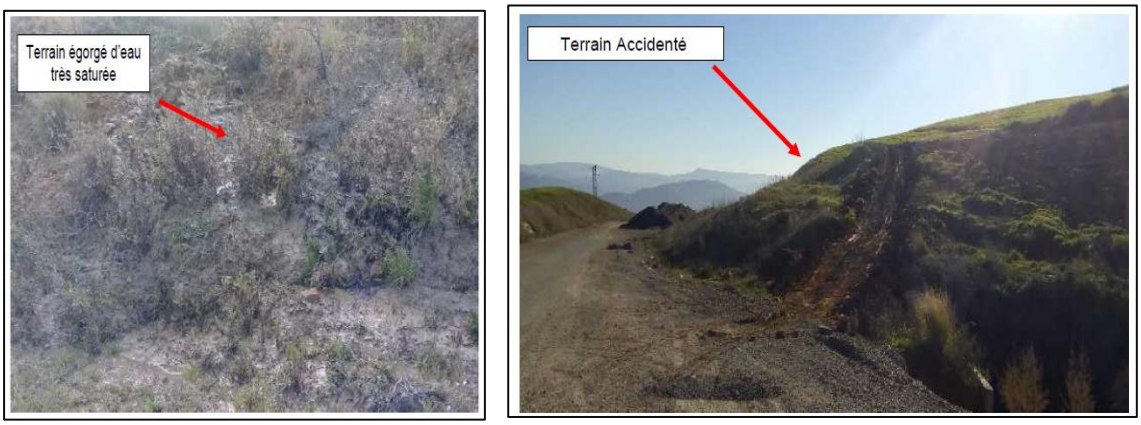


***Figure III- 5**: situation de terrain*

III.6. Reconnaissance géotechnique :

III.6.1. Essais in situ :

La compagne de reconnaissance géotechnique menée sur site a comporté l'exécutiondes essais suivants :

- ✓ Deux sondages, carottés notés SC1 et SC2 de 30m et 15m respectivement avec prélèvement d'échantillons intacts et remaniés pour des essais au laboratoire.
- ✓ Dix (06) essais au pénétromètre dynamique.
- ✓ Un piézomètre ;
- ✓ Un sondage pressiométrique de 15 m de profondeur. L'essai pressiométrique a été opéré chaque 2 m de profondeur ; avec une description lithologique.
- ✓ Des essais physico-mécaniques de laboratoire**.**

III.6.2. Essais de laboratoire :

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

- ➢ **Essais physiques :**

- 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'odomètre

- Essais de cisaillement à la boite de Casa grande de type de drainé et UU et CD

- Essais de cisaillement au triaxial UU

III.6.3. Description lithologique des Sondages carottés

La description géologique de chaque sondage est établie à partir des récupérations obtenues du haut en bas.

SC 01 : Ce sondage situé à la côte 985 m et implanté au bord de la chaussée

(Accotement) foré jusqu' à 30 mètre de profondeur, a recoupé une formation se résumant comme suit :

De 0 à 10.5 m : Sable argileux de couleur brunâtre.

De 10.5 à 12.5 m : Marne avec passage sableux de couleur grisâtre.

De 12.5 à 22 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.

De 22 à 30 m : Marne dure pure plastique de couleur grisâtre.

SC 02 : Ce dernier situé à la côte 967.747 m et poussé jusqu' à 15 m de profondeur.

Ce sondage carotté a traversé sur sa totalité les formations suivantes :

De 0 à 6.5 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.

De 6.5 à 15 m : Marne compacte de couleur grisâtre

III.6.4. Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés Couche de marne

III.6.4.1. Essais physiques

- **Humidité**

SC	Profondeur (m)	ω(%)	γ_d (t/m3)	γ_h(t/m3)	Sr (%)	Interprétation
SC 01	12.8-13.5	18.68	1.79	2.12	99	Sol détrempe moyenne
	15.5-18	15.46	1.88	2.17	95	Sol détrempé élevée
	22.4-22.95	19.22	1.82	2.17	100	Sol sature faible
SC02	2-2.5	26.59	1.59	2.01	100	Sol sature faible
	5.5-6	25.25	1.55	1.93	92	Sol détrempé Faible
	8.3-8.8	19.73	1.76	2.1	100	Sol sature moyenne

Les densités sèches sont de 1.55 à 1.88 t/m3, un degré de saturation entre 92 à100% et les teneurs en eau naturelle varient de 15.46 à 26.59%. Ces matériaux sontpeux à compacts, saturés à détrempés.

- **Granulométrie**

SC N	Profondeur	%< 2 mm	%< 80 mm	Classification selon L.C.P.C
SC 01	12.8 – 13.5	**75**	100	Sol fin
	15.5 - 18	**72**	100	Sol fin
	22.4 – 22.95	**75**	100	Sol fin
SC 02	2 – 2.5	**75**	90	Sol fin
	5.5 - 6	**78**	95	Sol fin
	8.3 - 8.8	**70**	100	Sol fin

- **Limites d'Atterberg**

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 15.46 à 26.59 etde limite de liquidité de 47.9 à 68.7 % et des indices de plasticité de 23.6 à 36.4 %.Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles peu a très plastiques (Ap,At).

SC N	Profondeur (m)	W_L(%)	W_P(%)	I_P(%)	Interprétation des résultats
SC 01	12 .8-13.5	58.1	28.2	29.9	Sol argileux, très plastique, dure.
	15.5-18	47.9	24.3	23.6	Sol argileux, peu plastique, dure.
	22.4-22.95	48.1	23	25.1	Sol argileux, peu plastique, dure.
SC 02	2-2.5	68.7	32.4	36.3	Sol argileux, très plastique, dure.
	5.5-6	49.5	24 .66	24.8	Sol argileux, peu plastique, dure.
	8.3-8.8	63.5	27.07	36.4	Sol argileux, très plastique, dure.

- **Essais à la boite de casagrande**

Sondage	Cohésion C´ (bar)	Angle de frottement φ´ (°)
SC 02 (2 - 2.5)	0.08	27.19

- **Essais au triaxial**

Sondage	Cohésion C(bar)	Angle de frottement φ(°)
SC 01 (12.8 – 13.5)	1.27	1.42
SC 01 (22.4 – 22.95)	1.24	2.42
SC 02 (8.3-8.8)	1.09	0.44

III.6.4.2. Sondages préssiométriques

- **SP 03 « PK 4 +300 »: (15m)**

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bar)	E/PL
2	628.4	50	12.57
4	482.0	38.3	12.6
6	554.3	34.4	16.11
8	582.6	36.9	15.8
10	546.3	33.1	16.51
12	856.1	44.7	19.16
14	803.4	44.1	18.23

III.6.4.3. Essais aux Pénétromètres dynamiques lourds

- **Principe et Objet de l'Essai**

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante de faire compter le nombre de coups « N » correspondant à un enfoncement de 20 cm. La résistance dynamique de pointe du sol (Rd) est donnée conventionnellement, à partir du nombre mesuré « N » en appliquant la formule de battage dite des « Hollandais ».

$$R_d = \frac{N * (M^2 * H) * L}{(M' + M) * A}$$

M : masse du mouton (Kg).

N : nombre de coupes nécessaires pour un enfoncement de 20 cm.

L : enfoncement de référence = 20 cm.

M' : masse des tiges (Kg).

A : section droite de la pointe (m²).

H : hauteur de chute (cm).

Les résultats de ces essais sont interprétés et représentés sous forme de documents graphiques appelés « PENETROGRAMMES » joints en annexe. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique de pointe enabscisses.

l'étude des résultats obtenus permettra :

- ✓ De définir le niveau d'assise le plus favorable pour les fondations.
- ✓ Localiser des horizons éventuels de faibles résistances.

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

Essai N°	Profondeur(m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 1	0 – 4.5 >4.5	30 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 2	0 – 1.5 >1.5	30 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 3	0 – 1.5 >1.5	30 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 4	0 – 3.5 3.5 – 6 >6	30 a 60 60 à 100 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 5	0 – 3.5 3.5 – 4.5 >4.5	20 à 60 60 à 90 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 6	0.0 – 3.5 3.5 – 5 >4	20 à 60 60 à 90 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte

Chapitre IV :

Modélisation numérique

IV.1. Introduction

Les méthodes numériques (simulation numérique) en géotechnique sont en constante amélioration, encouragées par l'accroissement exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des totaux d'accès et de mise en œuvre.

Pour vérifier la stabilité de ce glissement circulaire, il est important d'effectuer des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4» dont le calcul est basé sur la méthode des tranches de Bishop.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4)

Talren 4 est un logiciel développé par TERRA SOL, bureau d'ingénieur conseil en géotechnique, il permet aussi de vérifier la stabilité des ouvrages géotechniques (pentes naturels et talus artificiels), avec ou sans renforcement.

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

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

La géométrie (qui peut être complexe) ;

Les caractéristiques de sol ;

Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels)

Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons)

Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupture polygonale)

Les accélérations sismiques (horizontale Kh et verticale Kv)

Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération)

Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale :

Perturbations, méthode de calcul à la rupture).

Données obligatoires : γ, φ, c, Δc.

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

Fellenius,

Bishop,

Perturbations et Calcul à la rupture,

Associée aux spirales logarithmiques.

Un exemple de calcul effectué avec la méthode de calcul à la rupture est illustré dans la figure ci-dessous.

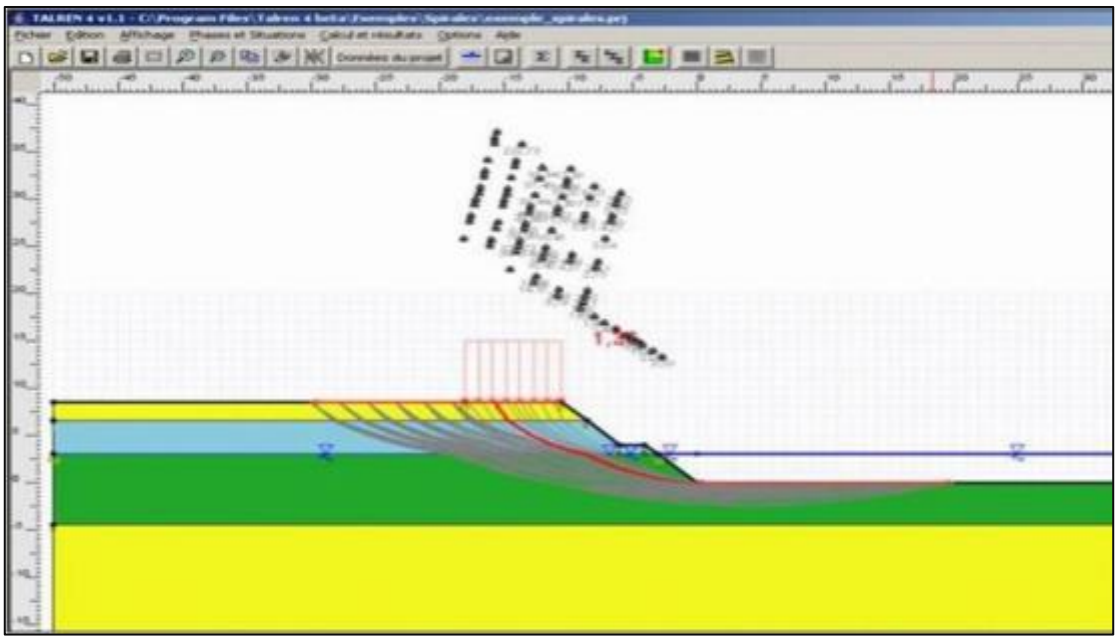


Figure IV- 1: Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) (Talren).

La méthode de calcul à la rupture appliquée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par Sa leçon. Cette méthode est faite dans le cas particulier des mouvements rigidifiant (champ de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe) et du critère de rupture Mohr Coulomb ($|\tau| \leq c + \sigma \tan\varphi$).

L'exécution d'un calcul sur Talren 4 se fait par le principe d'arborescence :

Les phases : permettent de définir les phases de construction (activation/désactivation d'éléments, conditions hydrauliques).il est possible d'ajouter, insérer, supprimer des phases. Chaque nouvelle phase reprend par défaut la configuration définie pour la phase présidente ;

Les situations : permettent d'effectuer plusieurs calculs avec des hypothèses de calcul différente (différentes de : coefficients de sécurité, conditions sismiques, surfaces de rupture)sur une même phase.il est possible d'ajouter, copier/coller, supprimé des situations.

En effet, le calcul d'une situation est indépendant de tous les autres calculs effectués pour les autres situations du même projet.

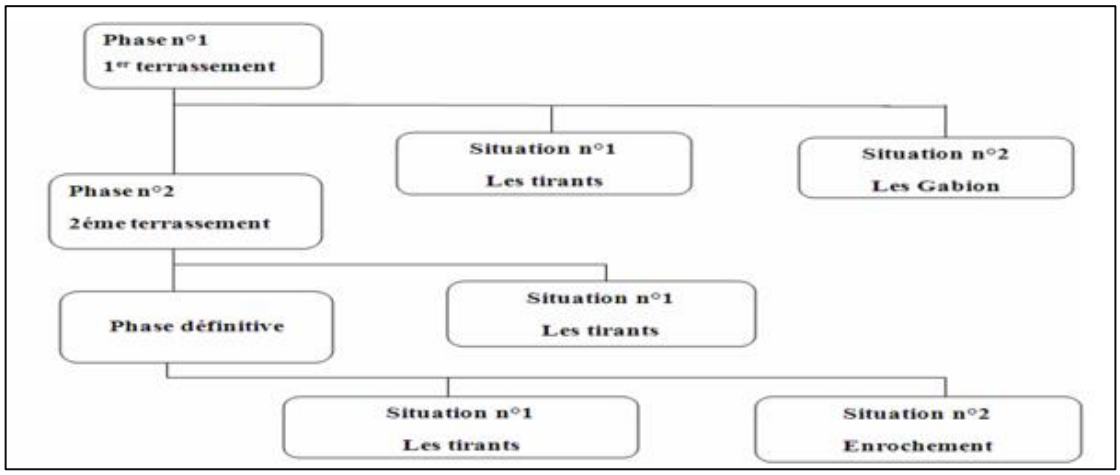


Figure IV- 2: Gestion du phasage et des situations en Talren 4 (Talren).

A la fin d'exécution d'un calcul, Talren 4 permet la visualisation des résultats sous forme graphique ou tabulaire (Fig.IV.3) : **ANRH(2005)**

- ✓ Tableaux récapitulatifs des données (sols, surcharges, renforcements);
- ✓ Données des résultats détaillés par surface ;
- ✓ Données des résultats détaillés par tranches ;

✓ Données les efforts dans les renforcements.

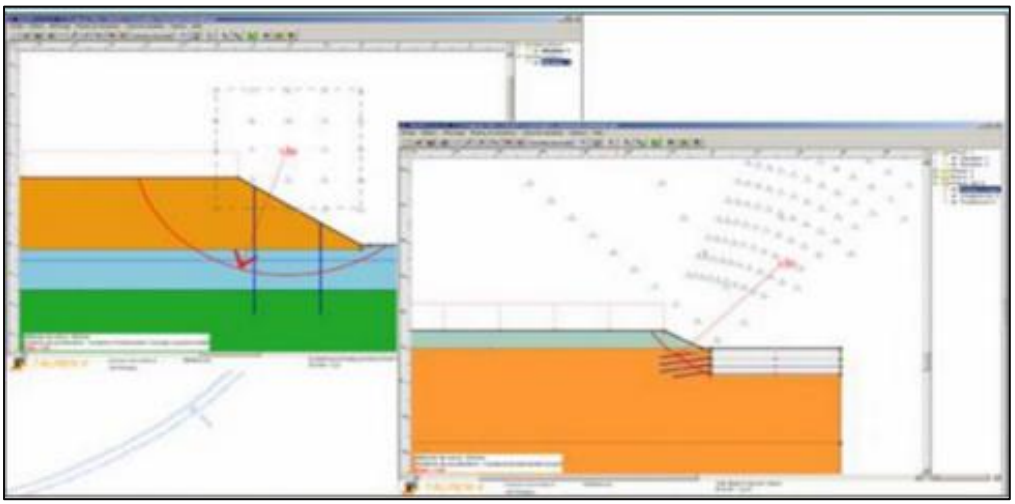


Figure IV- 3: Affichage graphique des résultats.

IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4

Pour chaque cas de glissement, les étapes de calcul sont faites comme suit :

1. Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial, avec prise en considération de l'action sismique.
2. Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (soutènement par un mur en béton armé), avec une prise en considération de l'action sismique.
3. Vérification de la phase transitoire pendant l'exécution des travaux de terrassement sans prendre en compte de l'action sismique.

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de perturbation, donner les résultats suivants :

IV.4. Etude de stabilité à l'état initial

IV.4.1. Présentation des caractéristiques du talus

La description générale du projet (PK 4+250 AU PK 4+350) est dans les figures **IV.4** .

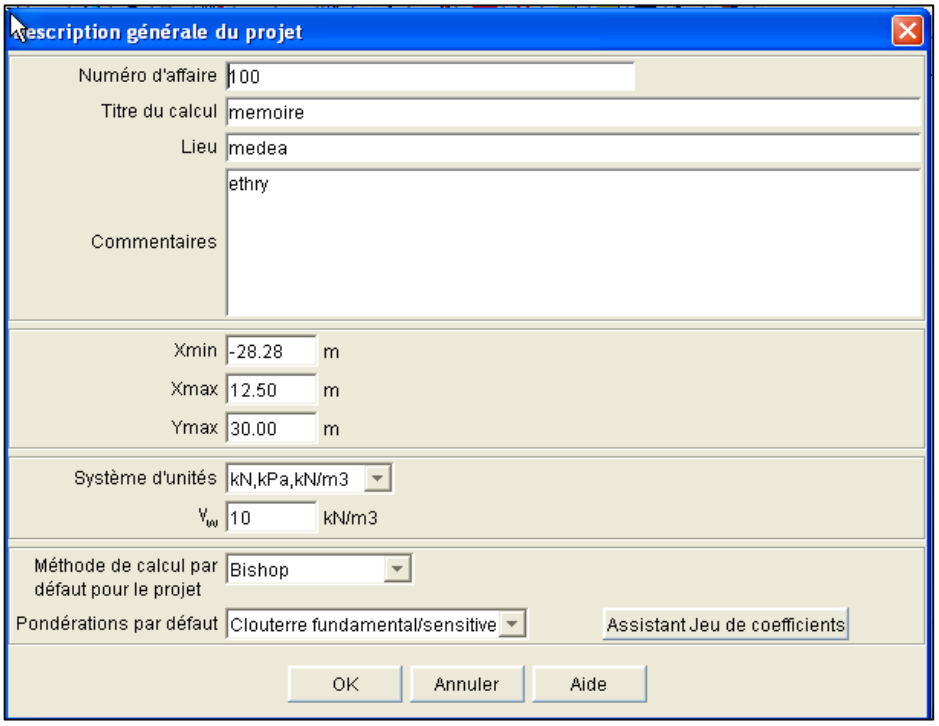


Figure IV- 4: Description générale du projet (PK 4+250 AU PK 4+350).

IV.4.2. Les couches de sols existants

Les propriétés physiques et mécaniques des couches de sol existant dans le cas de glissement (PK 4+250 AU PK 4+350). Sont résumées dans les **tableaux IV.1**

Tableau IV- 1:Les données géométrie de terrain.

Nom	γ (kg/m³)	φ(°)	C(KPa)
Sable Argileux	20.0	8	22
Marne Peu Compact	20	1.43	116
Marne Compact	20	1.42	127

IV.4.3. Données de la situation

La définition des données de situation a été faite par l'application de la méthode de Bishop, et les pondérations par l'Euro-code 7. Les figures **IV.5** représentent les données de situation de cas de glissement.

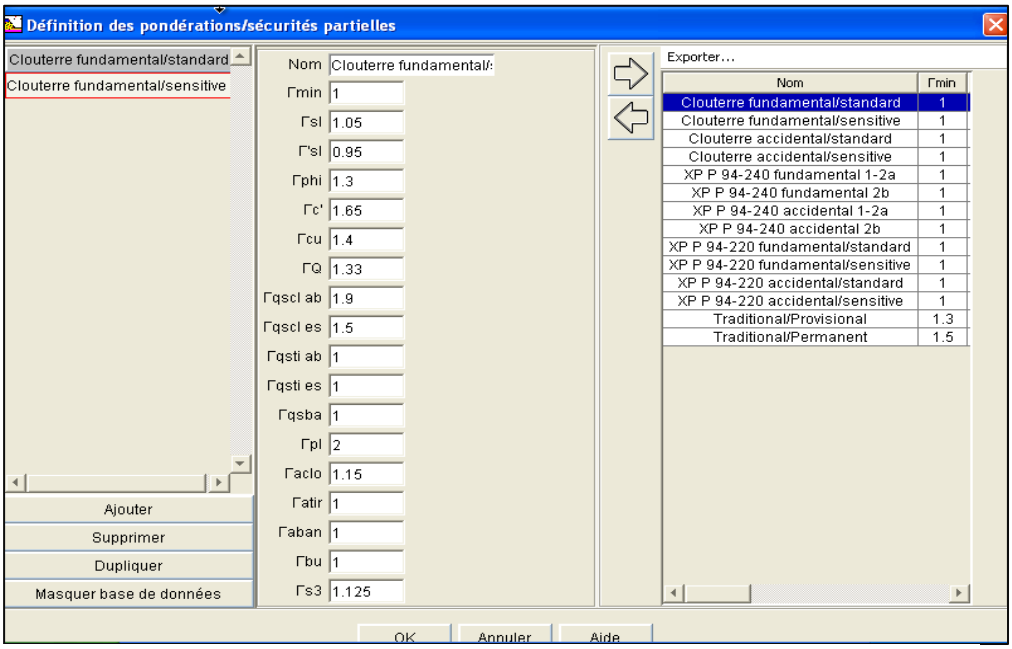


Figure IV- 5: Définition des pondérations /sécurité partielle (PK 4+250 AU PK 4+350).

Le calcul effectué par le logiciel Talren 4 a prisent compte les propriétés sismiques selon le RPA 2003, telles que :

Ah/g=0.037 , av/g=0.0125

IV.4.4. Méthode Bishop

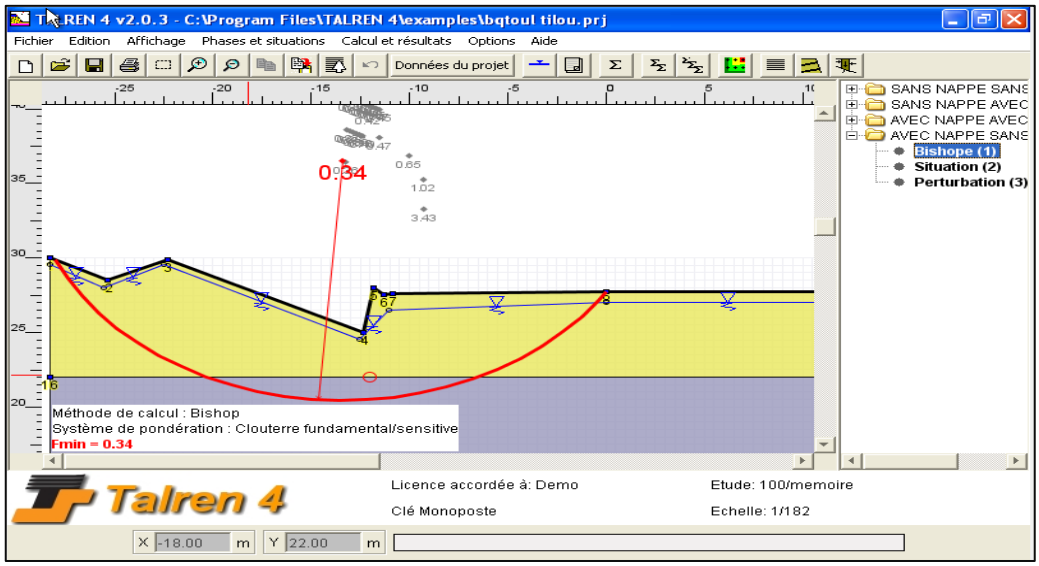


Figure IV- 6: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.20 (avec nappe avec séisme)

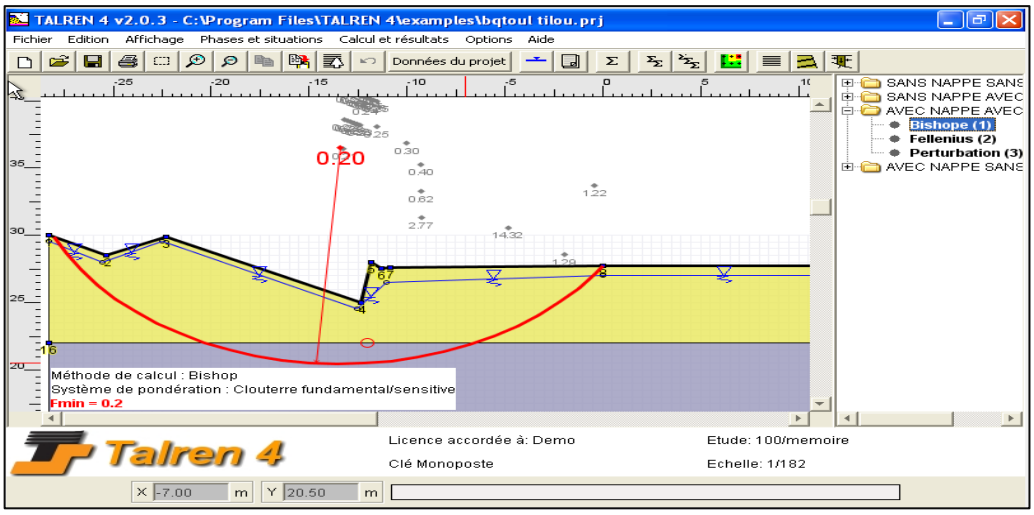


Figure IV- 7: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.34 (Avec nappe sans séisme)

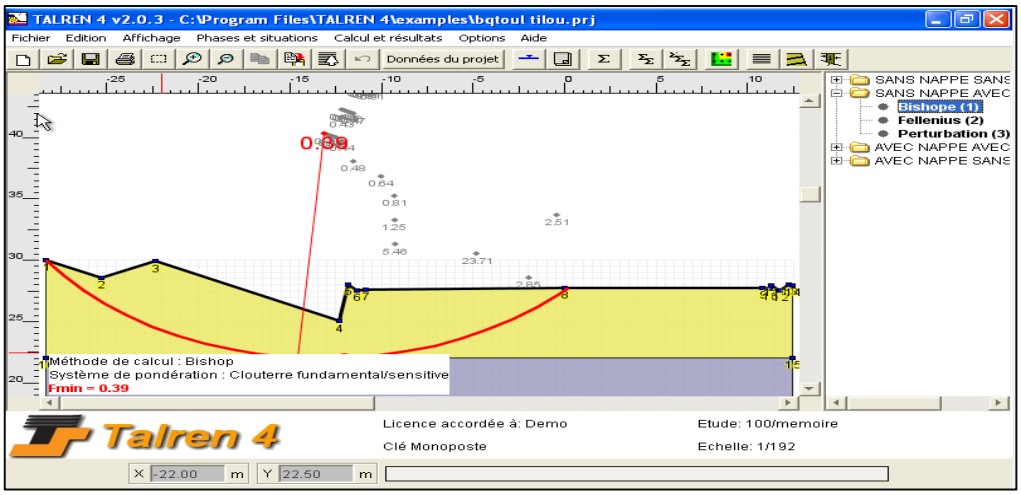


Figure IV- 9: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.39 (sans nappe avec séisme)

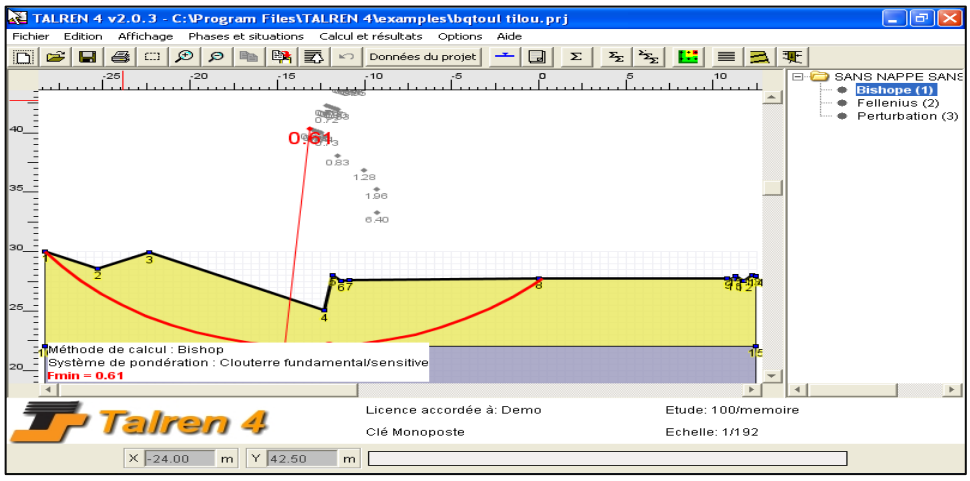


Figure IV- 8: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.61 (sans nappe sans séisme)

IV.4.5. Méthode de fellinus

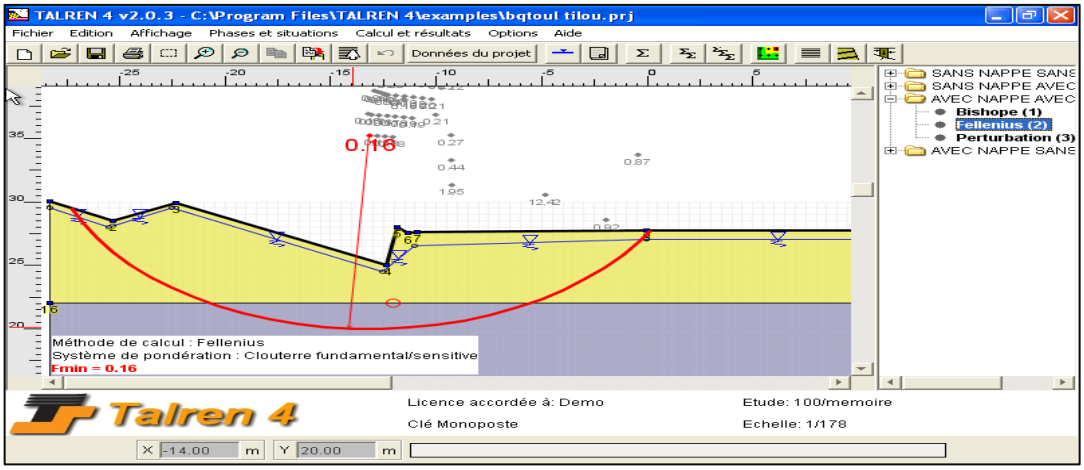


Figure IV- 11: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.16 (avec nappe avec séisme)

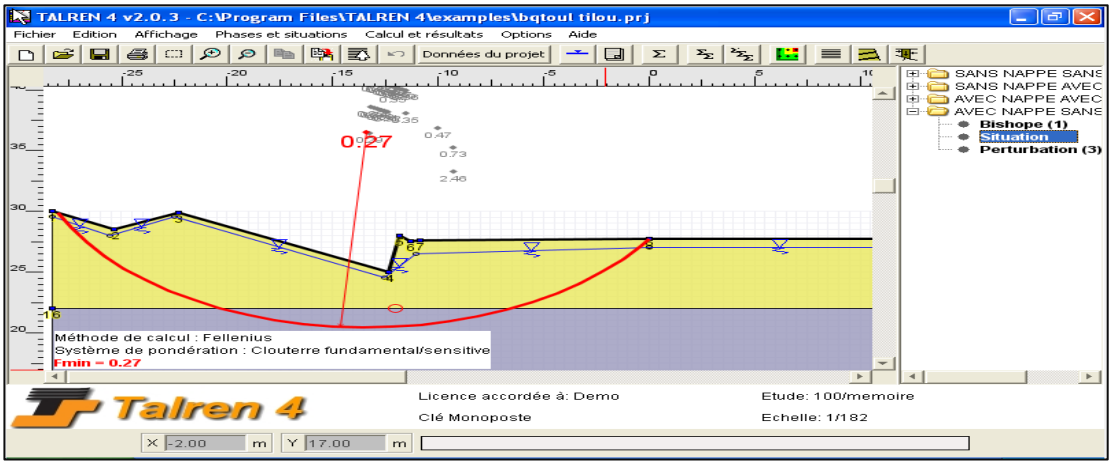


Figure IV- 10: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.27(avec nappe sans séisme)

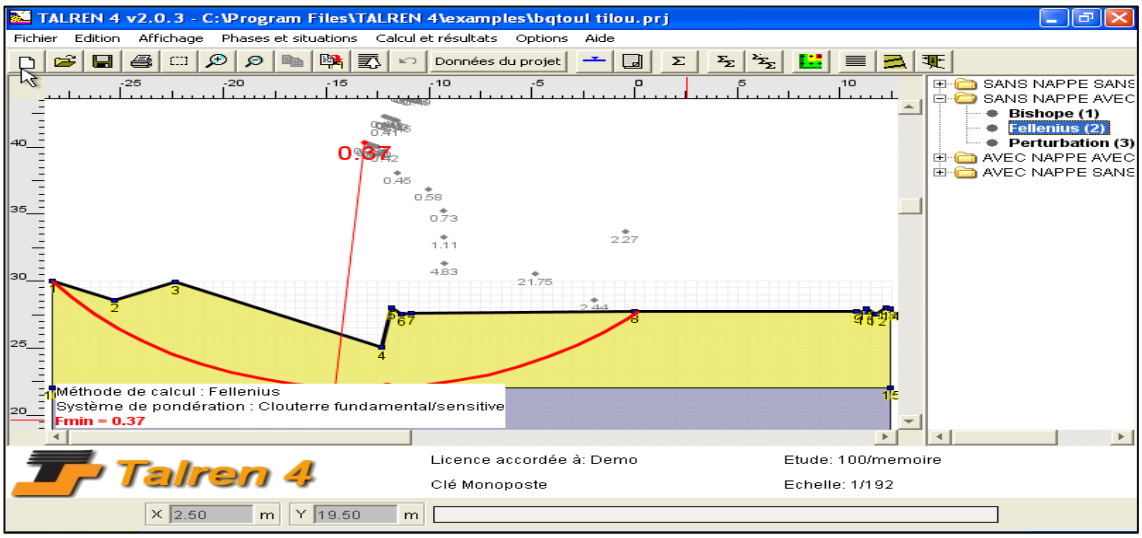


Figure IV- 12: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.37 (sans nappe avec séisme)

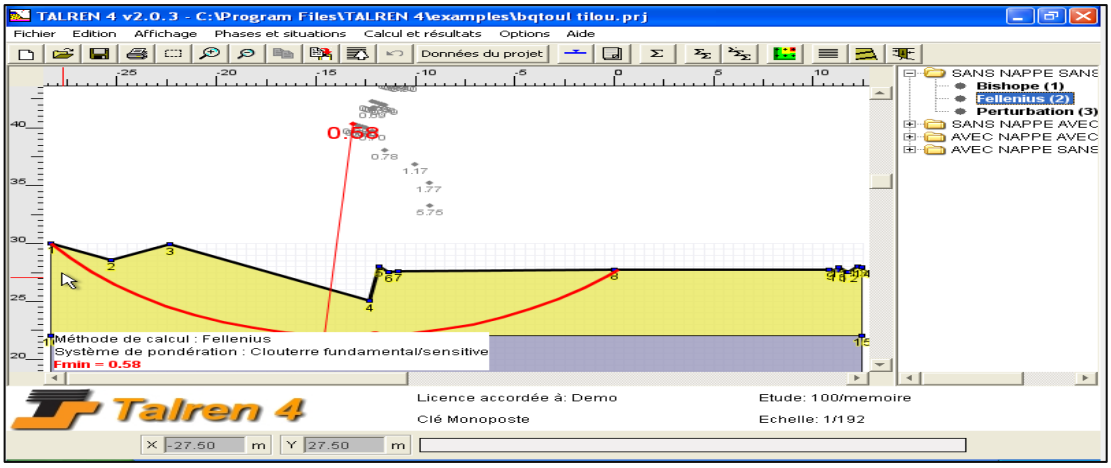


Figure IV- 13: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.90 (sans séisme sans nappe)

Tableau IV- 2: effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (sans confortement).

Méthode/Phase	**Avec nappe** **Avec Séisme**	**Avec Nappe** **Sans Séisme**	**Sans Nappe** **Avec séisme**	**Sans Nappe** **Sans séisme**
Bishope	0.20	0.34	0.39	0.61
Felinus	0.16	0.27	0.36	0.58

IV.5. Etude de stabilité avec confortement

Les mêmes étapes que la précédente (sans confortement) ont été suivies pour identifier le talus stabilisé pour chaque cas étudié.

IV.5.1. Cas du glissement PK 4+250 AU PK 4+350

La solution technique proposée pour le renforcement du glissement de terrain du PK 4+250 AU PK 4+350 un seul variant de confortement a été étudiée.

La solution proposée, a été étudiée en tenant compte des désordres affectant la

Chaussée et des contraintes du site. La variante Proposée concerne le confortement du talus supérieur du versant.

✓ **Variante 1 :** Renforcement par clou

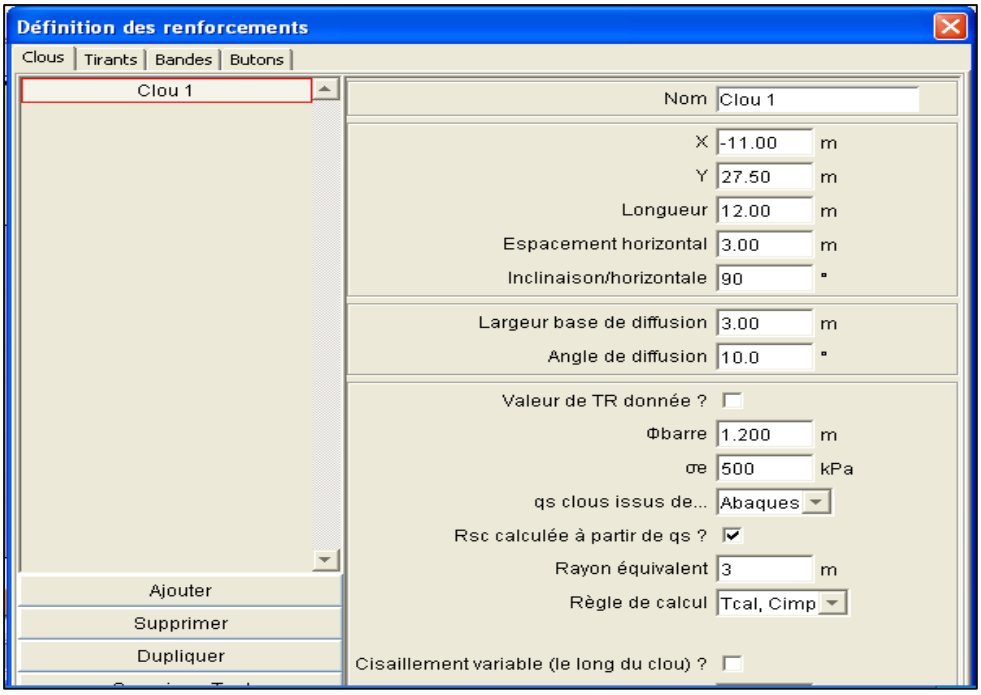


Figure IV- 14: Définition de clous

I.1.1. Matériaux utilisés

Les figures. Représente le Coefficient de sécurité avec les tirant plus enrochement. Nous remarquons que le coefficient de sécurité s'est amélioré de 0.95 à 1.37 en présence de ce type de confortement, ce qui signifie que le talus est devenu stable

Phase /Méthode	Bishop	Fellenius
Avec nappe (fondamentale)	4.98	4.66
Sans nappe (fondamentale)	5.76	5.46
Avec nappe (accidentel)	2.81	2.67
Sans nappe (accidentel)	3.36	3.17

Données de la situation

I.1.2. Méthode de Bishope

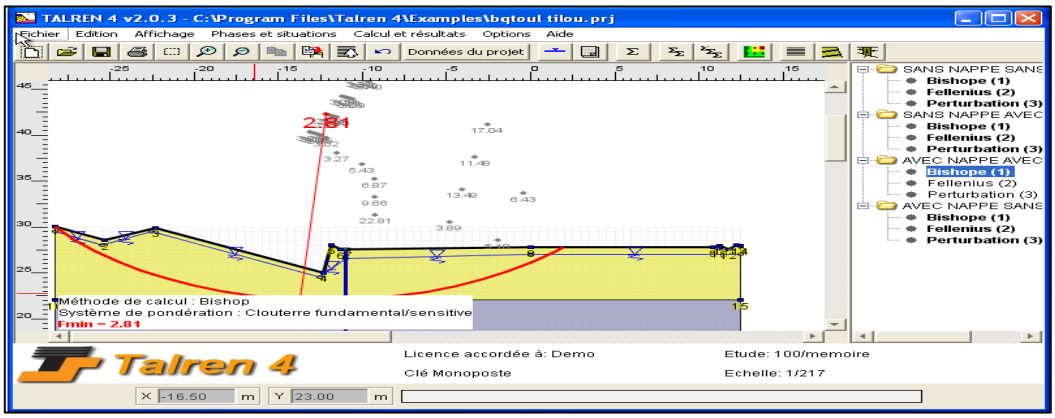


Figure IV- 16: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 2.81 (avec nappe avec séisme)

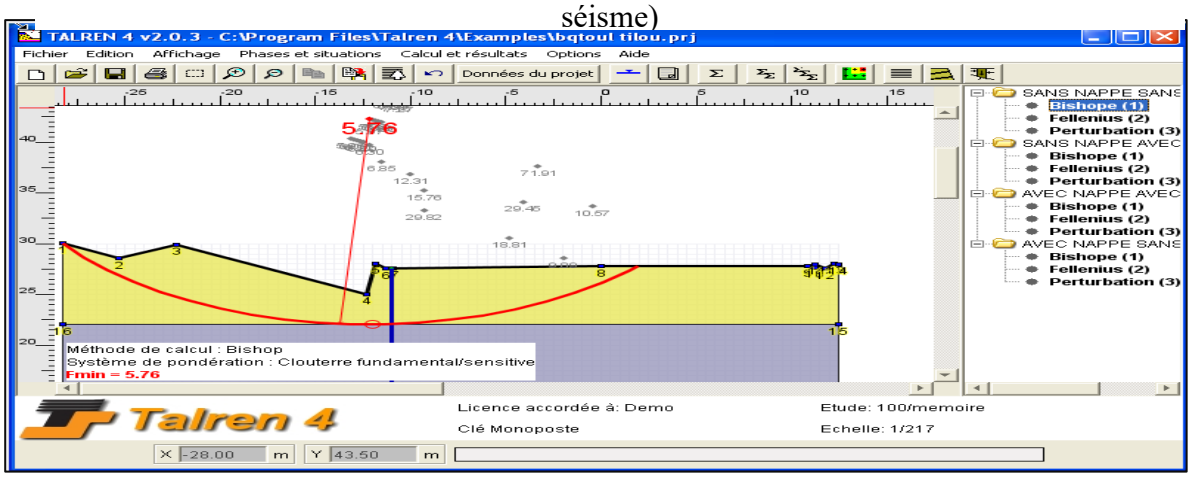


Figure IV- 15: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 4.89 (avec nappe sans séisme)

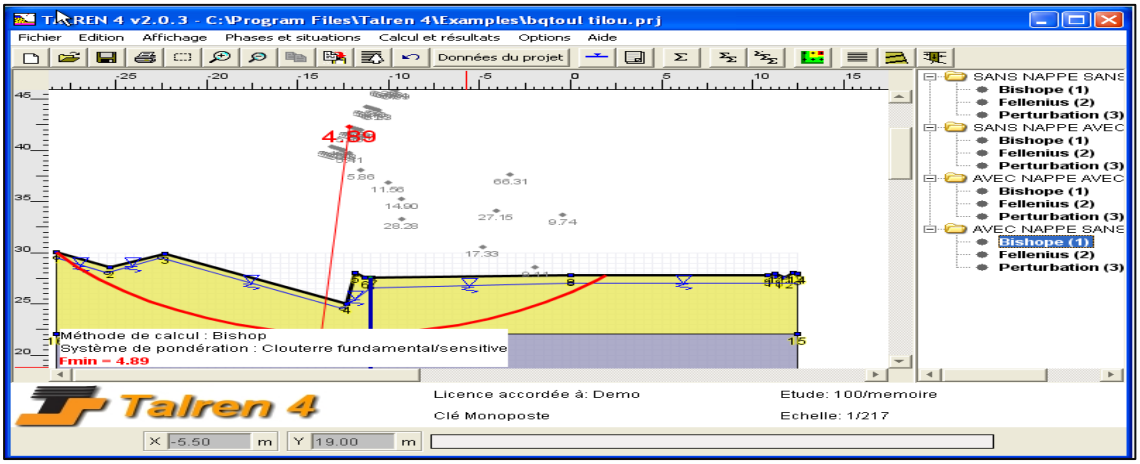


Figure IV- 17: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 5.76 (sans nappe sans séisme)

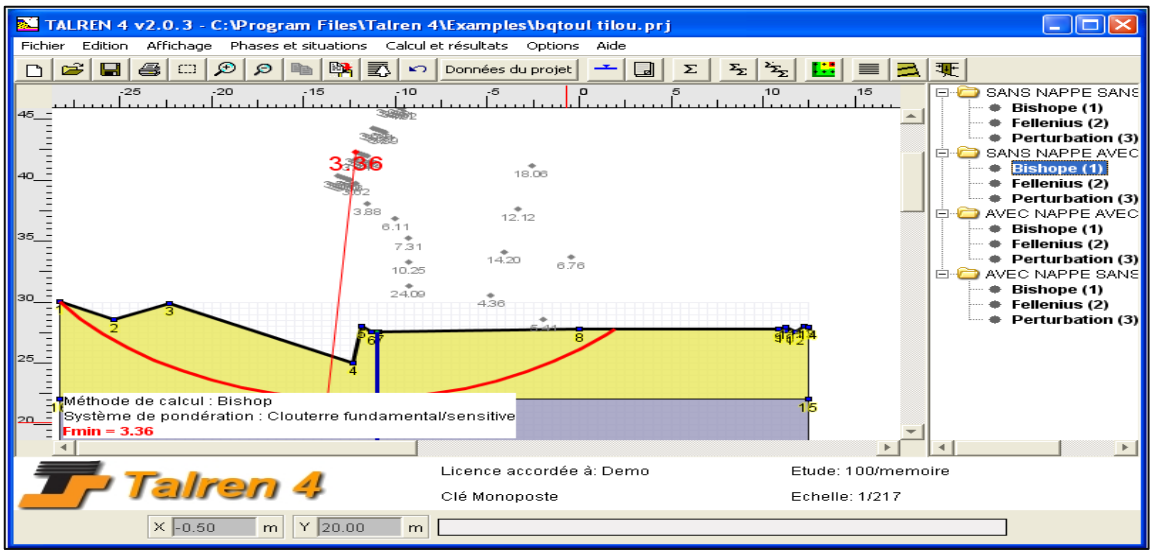


Figure IV- 18: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 3.36 (sans nappe avec séisme)

I.1.3. Méthode de Fellenius

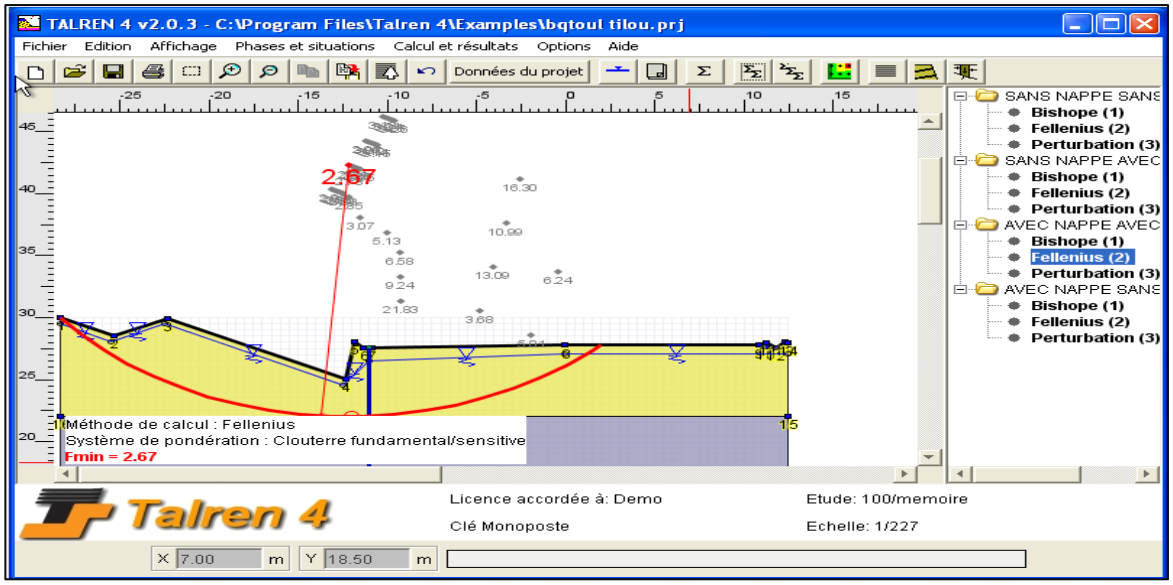


Figure IV- 19: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 2.67 (avec nappe avec séisme)

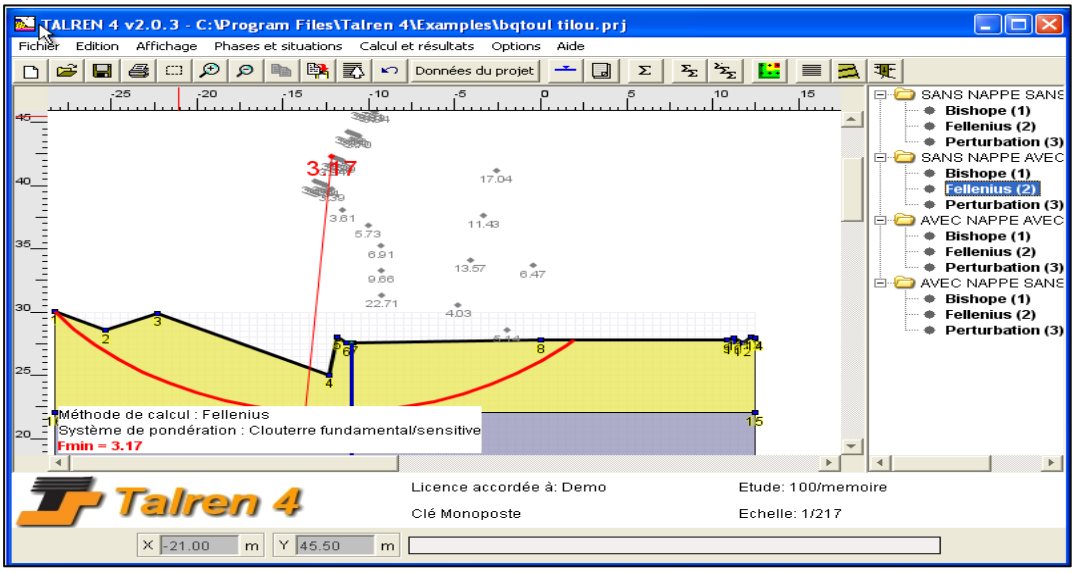


Figure IV- 20: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 3.17 (sans nappe avec séisme)

IV.6. Résultats

Les facteurs de sécurité de chaque cas de glissement ont été calculés par le logiciel TALREN

4 en utilisant la méthode de Bishop, par la sélection de l'icône « Bishop » dans l'interface du logiciel.

IV.7. Conclusion

Cette partie est la plus importante dans notre projet qui consiste à trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement étudié. Pour se faire, des calculs des stabilités à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 » en utilisant trois méthodes ; il s'agit donc de la méthode de Bishop et fellenius qui ont été appliquées. La solution technique proposée pour stabiliser la route est la réalisation

Les observations ont mis en évidencedeux types de glissements

- **Un glissement lent**, il affecte l'accotement, il est de direction perpendiculaire à l'axe de la chaussée. Il s'agit d'un ancien glissement qui a emporté l'accotement.
- **Un glissement actif**, il affecte la partie douce du versant, sa direction suit à la plus grande pente du talus ; c'est-à-dire sensiblement parallèle à l'axe de la route.

Les causes probables ayant engendré ces désordres sont

Les structures de glissements observées dans la zone de projet sont étroitement liées à plusieurs facteurs :

1. Facteurs géologiques et géotechniques : La présence de la marne, qui est très vulnérable à l'eau et sujette aux glissements de terrain, est un élément clé. Par conséquent, une étude approfondie de sa stabilité doit être réalisée avec une attention particulière.
2. Facteurs géomorphologiques : La topographie du terrain est vallonnée, ce qui peut favoriser les glissements de terrain. De plus, l'inclinaison du terrain peut être plus ou moins importante, ce qui contribue également à ces glissements.
3. Facteurs hydrauliques : Aucune mesure de drainage n'a été effectuée sur le site, ce qui signifie que les eaux de pluie, et même les eaux usées, s'écoulent de manière incontrôlée sur les pentes marneuses. Cette situation hydraulique défavorable aggrave les risques de glissements de terrain.

Conclusion générale

L'objectif de cette étude est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé à l'ouest de la commune de Médéa, plus précisément à Draa Samar (wilaya de Médéa), sur la route nationale 18. Dans un premier temps, nous avons défini les différents types de mouvements de terrain, en particulier les glissements de terrain, ainsi que les techniques d'évaluation associées.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité des pentes, nous avons présenté les principales méthodes de calcul utilisées pour évaluer la stabilité des pentes, en décrivant les méthodes les plus couramment utilisées. Pour cette étude spécifique, nous avons examiné le glissement de terrain en se basant sur les éléments suivants :

- Analyse et interprétation du rapport géotechnique.

- Analyse du glissement à l'aide du logiciel TALREN 4V.

- Proposition de solutions appropriées pour remédier au glissement de terrain étudié.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il a été constaté que la pente est constituée d'un sol hétérogène (argile et marne), où l'argile est la masse en mouvement, tandis que la couche de marne présente de bonnes caractéristiques géotechniques avec une forte cohésion.

En ce qui concerne la méthodologie adoptée, nous avons analysé le glissement de terrain pour localiser sa surface critique. Cette analyse a été réalisée à l'aide du logiciel TALREN 4V, ce qui nous a permis de déterminer l'emplacement de la surface critique du glissement.

Suite à ces analyses, nous avons obtenu un facteur de sécurité inférieur à 1, ce qui indique que la pente est dans un état instable et nécessite des mesures de renforcement. Par conséquent, le calcul de renforcement nous donne une idée de l'efficacité des choix de renforcement et de leur impact sur la sécurité du site.

Dans l'analyse des glissements de terrain, il est crucial de proposer un système de renforcement économique qui assure la durabilité de l'ensemble du site. Cela nécessite une investigation précise pour déterminer les causes du problème, ce qui nous permettra de prendre des décisions éclairées et de choisir la meilleure solution possible.

Enfin, nous formulons quelques recommandations pour stabiliser les glissements existants ou prévenir de nouveaux glissements. Les recommandations suivantes doivent être prises en compte :

1. Traitement de la partie instable de la pente :

- Implantation d'arbres (eucalyptus) sur toute la zone instable.

- Captage des eaux de la source située au sommet de la partie instable et raccordement de ces eaux au fossé bétonné situé sur l'autre versant (versant opposé).

- Calibrage des ravines : nettoyage et reprofilage pour permettre un bon écoulement des eaux vers l'exutoire situé le long de la voie ferrée.

2. Solutions de renforcement :

Pour les solutions de confortement, nous proposons :

- L'utilisation d'un voile sur pieux, qui présente les avantages suivants :

  - Assurer une bonne stabilité du tronçon routier.

  - Prévenir toute évolution des déformations de la route.

  - Possibilité d'ancrage dans le substratum.

Il est crucial de mettre en œuvre ces recommandations afin de stabiliser les glissements de terrain existants et d'éviter le déclenchement de nouveaux glissements.

ANNEXE

Etude : Etude glissement de contournement de Médéa

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019

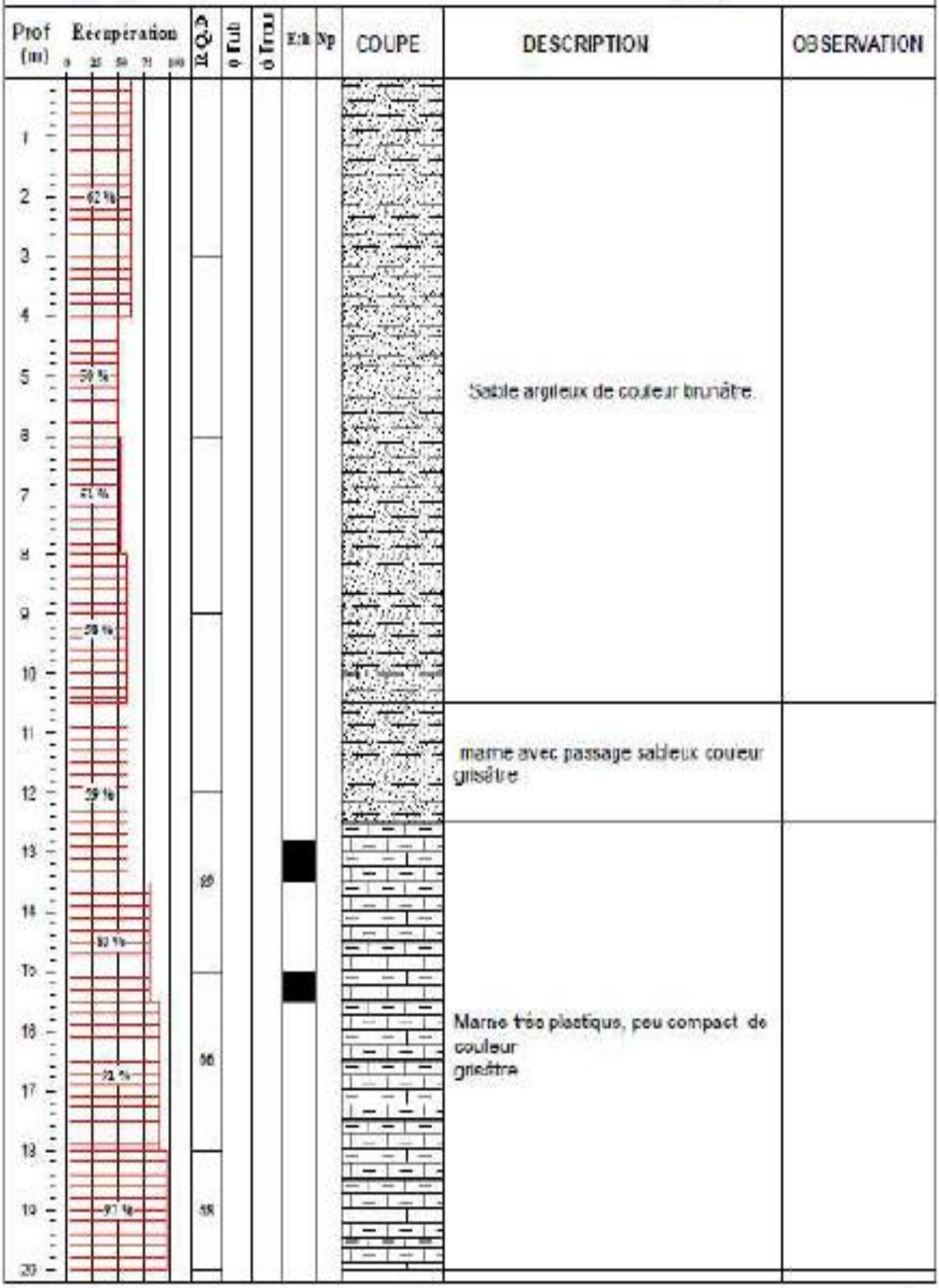
Niveau Nappe : m

Sondage N° : PK 4+100 SC01

Profondeur totale : 30 ML

Coordonnées : X = 475892,5272 Y = 4016697

Z = 985



Etude : Etude glissement de contournement de Mécéa

Dossier N°:

Date essai : Janvier 2019

Niveau Nappe : m

Sondage N° : PK 4+100 SC01

Profondeur totale : 30 ML

Coordonnées : X = 475892,5272 Y = 4016097

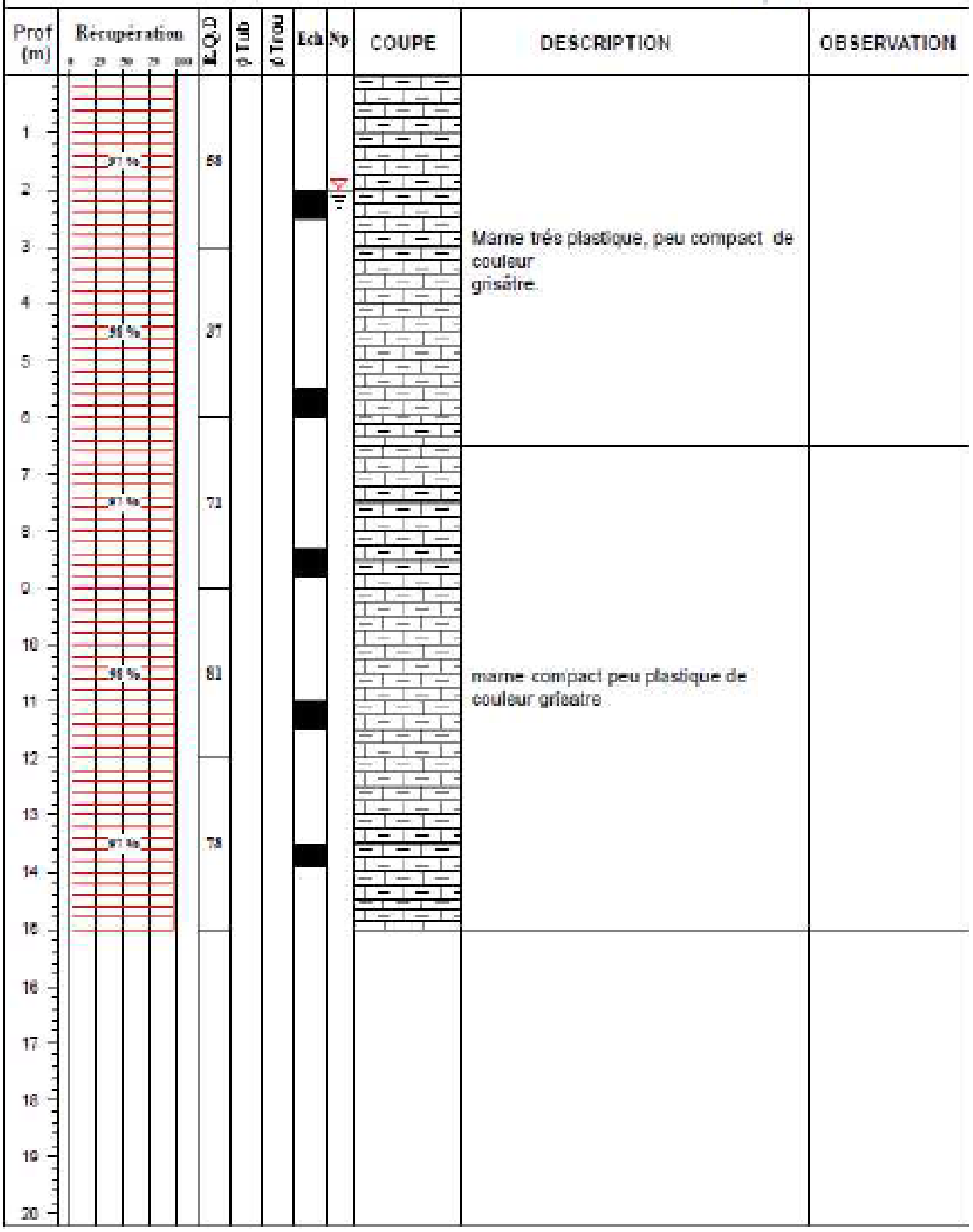
Z = 985

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	RQD	γ (kN/m³)	γ (kN/m³)	Ech.	N°	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21		68						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
22	97 %								
23		68							
24									
25									
26	44 %	65						marne dur peu plastique de couleur grisatre	
27									
28									
29	91 %	61							
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

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

Sondage N° : PK 4+100 SC02

Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = 475902.602 Y = 4016783.
Z = 967,747

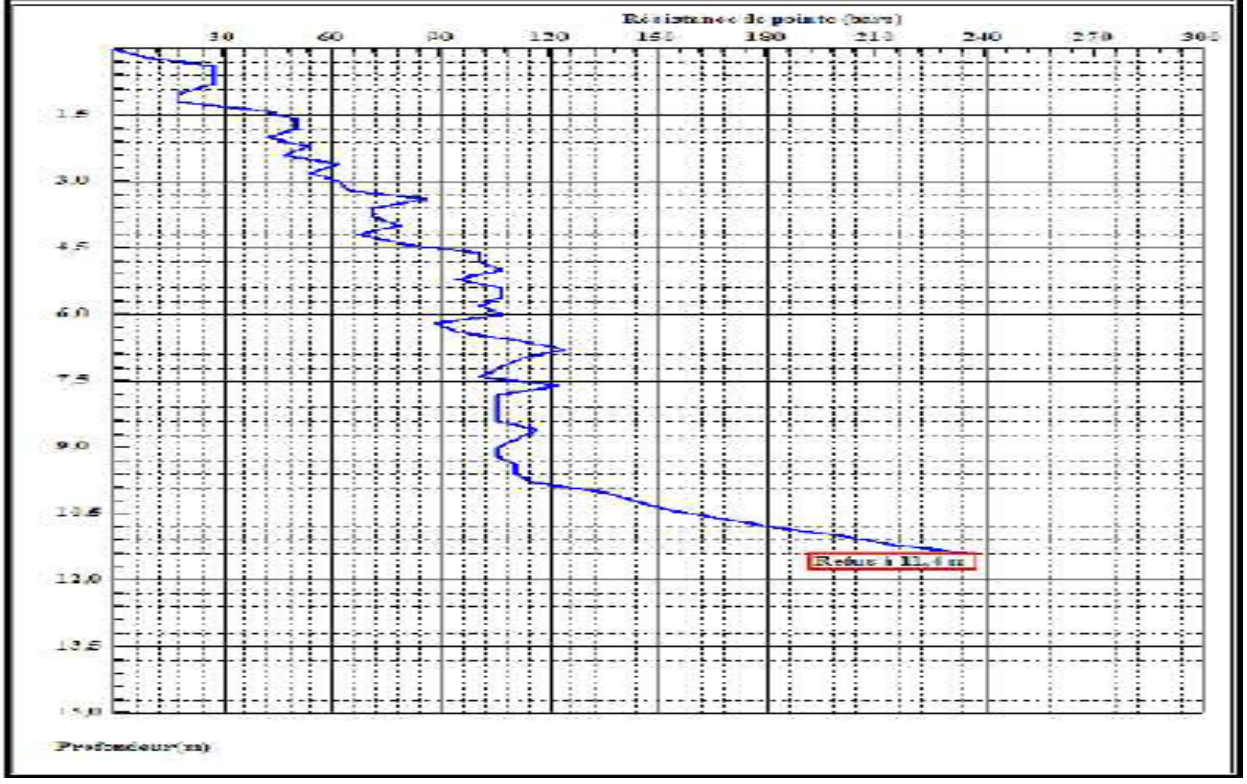


INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD1

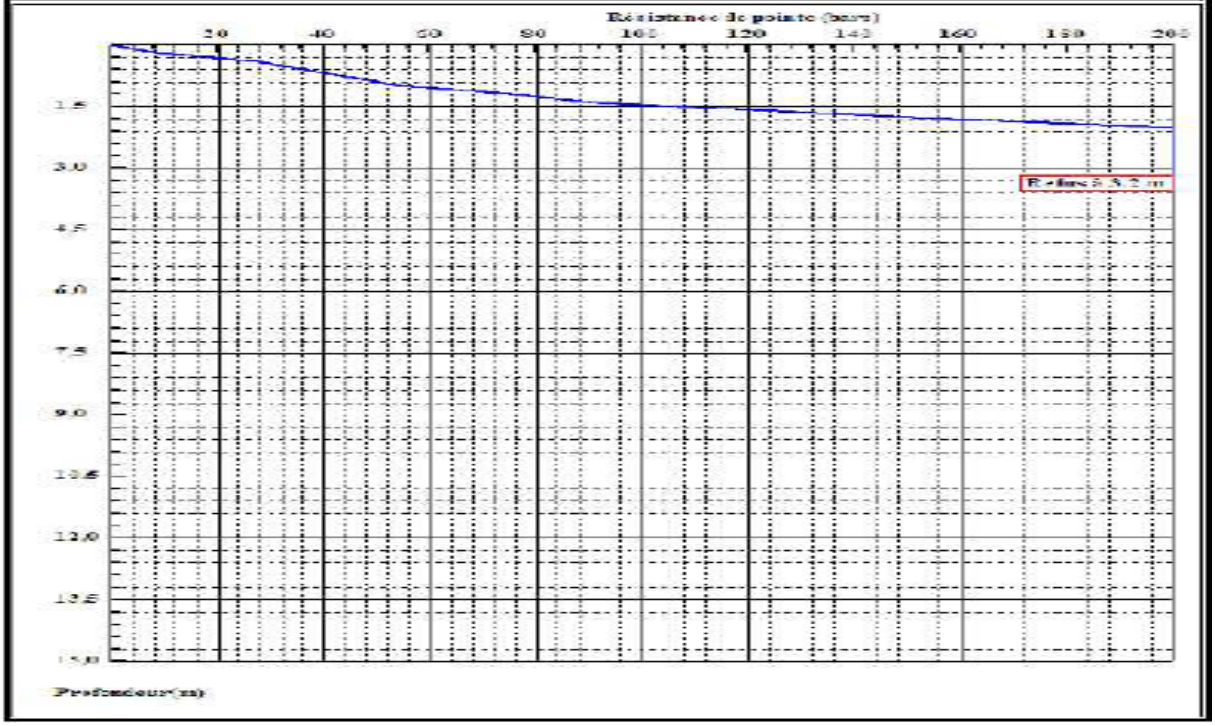


INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD2

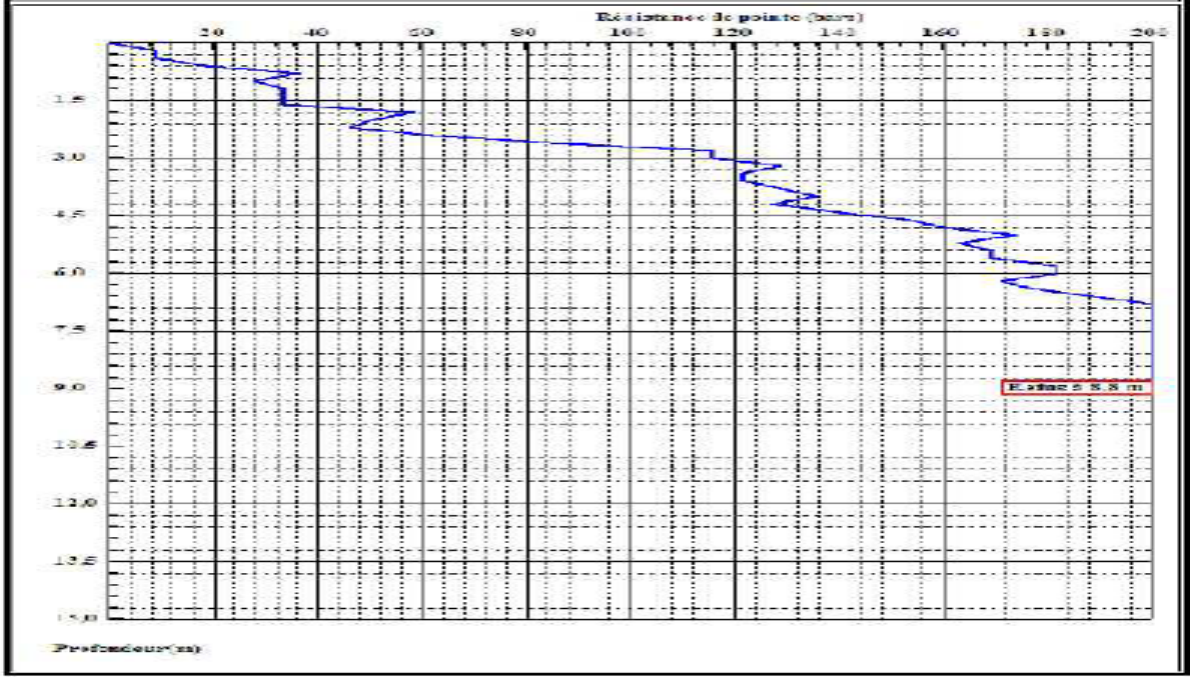


INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD3

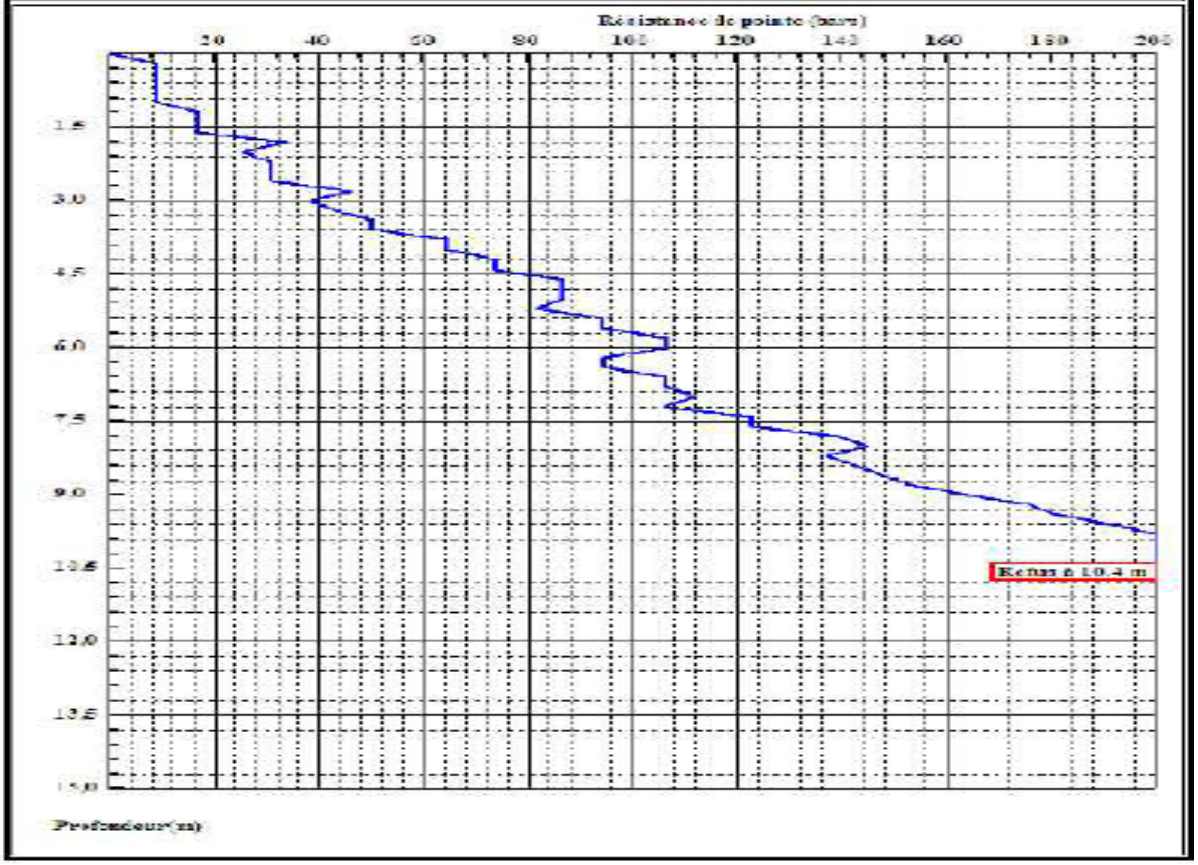


INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD4

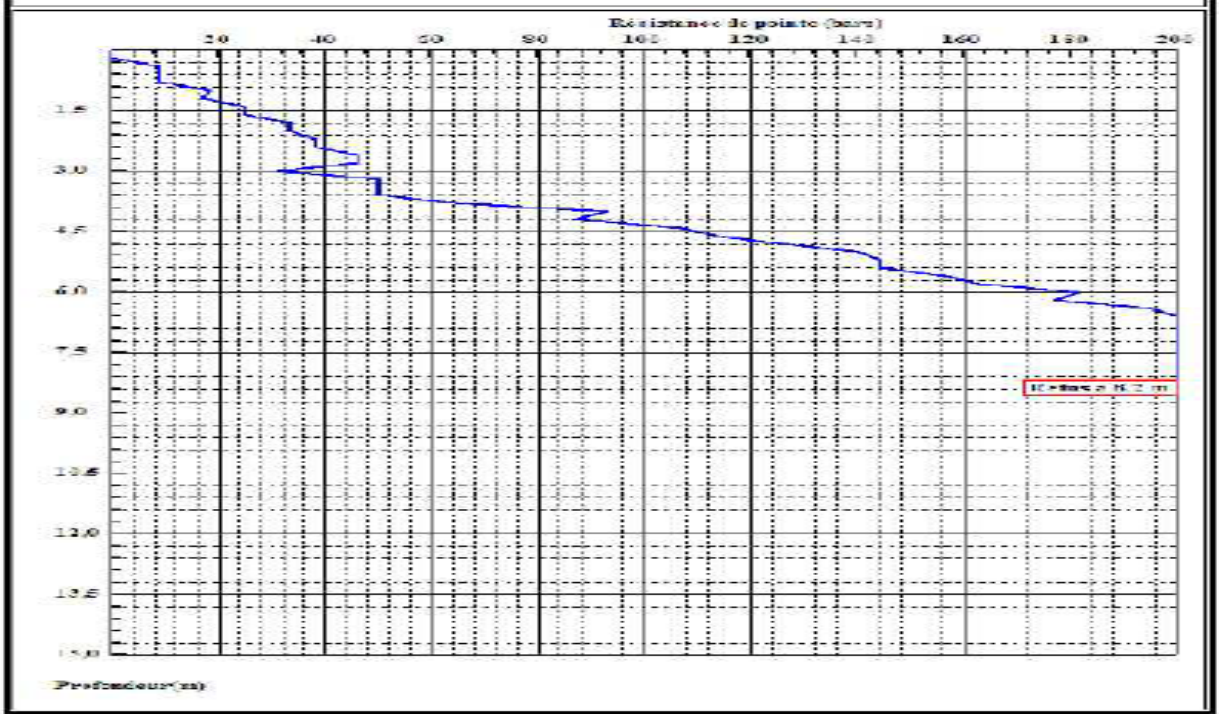


INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD5

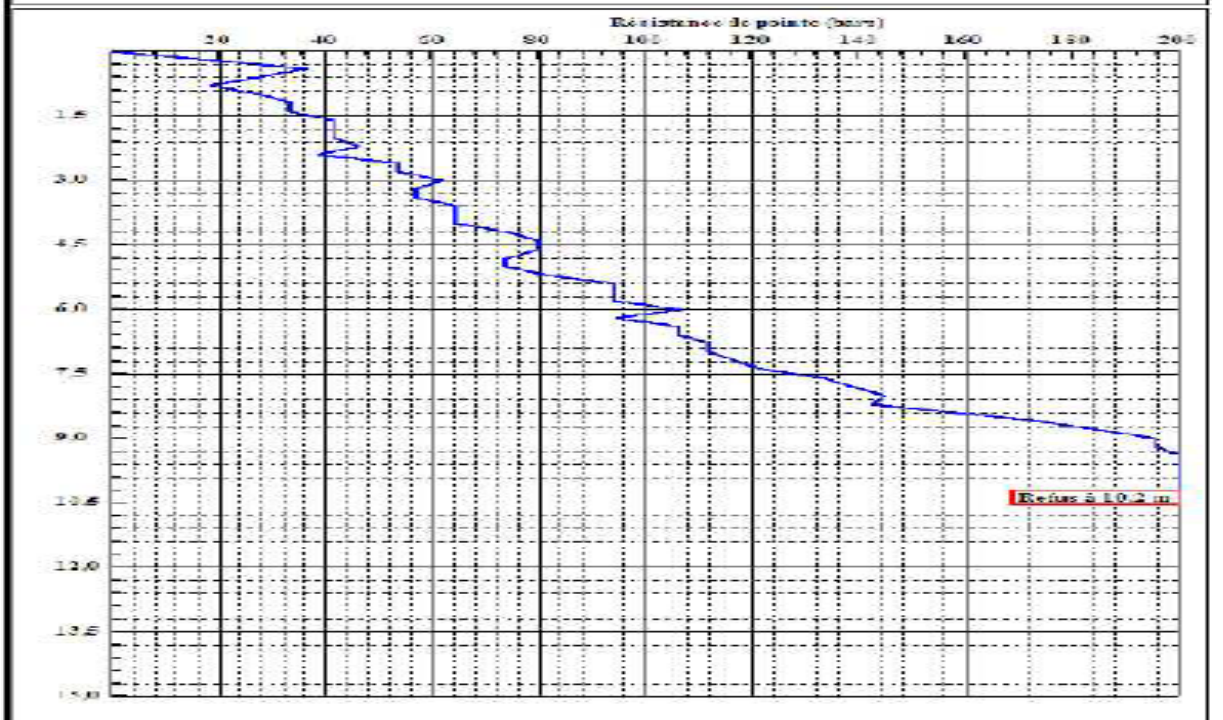


INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea

CLIENT : DTP Médéa

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD6



références

[1] : A.B ENAISSA.M. A.BELLOUCHE (1999), Propriétés géotechnique de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine (Algérie).Bull Eng .Géol. 57,301-310

[2] : M. chibbani. mémoire de magister : Effet de l'instabilité du terrain sur le bati cas reel de l'universitementouri de constantine Option : Mécanique Des Matériaux, Des Sols Et Des Structures.

[3] : https://www.tensar.co.uk/resources/articles/what-is-a-landslide.

[4] : J. L. DURVILLE et G. SÈVE, Stabilité des Pentes, Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, traité construction C 254.

.[5] BET BICS . (2012). Rapport de diagnostic preliminaire du glissement de terrain

RN24 au PK 226+300 et solution de traitement provisoire. Bejaia: Source DTP.

[6] : mémoire fin d'etude de Boubker GHENNANI

[7] : Bouafia Ali « introduction à la géotechnique tome 2 Département de génie civil faculté des science de l'ingénieur université saad dahleb de blida (algérie) 10/2011 »

[8] : lateltin et al, 1997 ; modifié de Popescu, 1996.

[9] : Cours Stabilisation des sols et Renforcement des ouvrages Master 2- Géotechnique.

[10] : François Shlosser « mur expérimental en terre armée », Bulletin de liaison des laboratoires routiers des ponts et chaussées : Aout-Septembre : 1979.

[11] :Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques -ouvrages de référence .

[12] : Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus Alger.

[13] : www.mcours.net/Methodes de Confortement des Pentes Instable.

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

[15] : BEDR.S.M,2008.Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables.

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

[17] AHIAOUI Mohammed :' Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS' mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère de l'Université Abou bekrebelkaid de Tlemcen.