République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université YAHIA Farés de MEDEA
Faculté de Technologie Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Génie géotechnique

THÈME

ETUDE DE LA STABILITÉ DU GLISSEMENT DE TERRAIN RN01 PK33

Présenté par :

- Hentabli chouaib

- Benchikh le houcine ameur

Encadré par :

- Dr. Messad Ali

Promotion : Juin 2017

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour
A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes
Moments les plus difficiles.
A, mon père et ma mère et mon frère et mes sœurs

Pour leur amour Et leur support continu

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

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

A mon seul frère aziz. Mes sœurs madina ;honid,et mes , chères enfant oussama,maria mohamed, abd lkhalak et abd rahman,,younes

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

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

A mes frères, farani, badro, amine, chouaib, zakaria, ouwis,saidani ,lhadi ,marwane mami,,asma,belhadi,meghesel, et mes collègues proches

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liée et des bons moments passés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.
En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.
J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

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

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

A tous ceux qui me sont chers.

Ameur

Dédicace

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

Pour leur amour Et leur support continu

A tous ma famille Hentabli et Boukhelkhal

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

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

A mes frères, Ferrani, Krimo, Yacine, Badro, Imbra, Amine, Ameur, zakaria, ouwais, saidani, lhadi, marwane mami, belhadi, meghesel, boujou, oussama, aboubaker et mes collègues proches

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

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

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liée et des bons moments passés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.
En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.
J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

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

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

A tous ceux qui me sont chers.

Chouaib

REMERCIEMENTS

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

En second lieu, nous tenons à remercier et à exprimer nos gratitudes à notre encadreur Mr. ALI MESSAD qui nous a orienté et nous a soutenu durant notre projet de fin d'études.

Nous témoignons reconnaissance et gratitudes aux aimable crut personne, quel que soit de près ou de loin, qui nous ont soutenu, acceptent et orientant durant notre projet de fin d'étude.

Nous n'oublions pas de Remercier vivement et de tout cœur, l'ensemble des enseignants de génie civil.et nous remercie laboratoire de MEZAAD ROAD, et le chef de projet de L'ANAT

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص

ان تعزيز المنحدرات أصبح عملية بالغة الأهمية في الجزائر نظرا للمشاكل الناجمة من ظاهرة انزلاقات التربة. إلى يومنا هذا، هناك عدة دراسات في قيد الإنجاز من طرف مكاتب الدراسات والجامعات الجزائرية لأجل إيجاد حل لهذه الظاهرة، من بين هذه الدراسات، تحقيق استقرار المنحدرات المعززة بقناع الوزن، في حين ان هناك عدة طرق متاحة في المؤلفات لدراسة استقرار المنحدرات معززة وغير معززة، ان انزلاق قسم من الطريق السريع شفة-برواقية ولاية المدية هو واحد من بين عدة تحاليل لانزلاق المنحدرات في الجزائر. في هذه المذكرة، تم تحليل انزلاق الارضية للطريق السيار ببن شكاو، قسم 4 حجر كيلومتري 33 بواسطة طريقة العناصر المنتهية، باستخدام برنامج حساب 'تالرن 4' متبوع بدراسة لاستقرار المنحدر بدلالة مكان تموضع القناع. بالمقارنة بالنتائج التي تحصلنا عليها قبل التعزيز، وجد بأن القناع يجب ان تتموضع في الجانب السفلي للمنحدر من اجل الحصول على أكبر معامل امان.

Résumé

Le renforcement des pentes est devenu une opération primordiale en Algérie vu les problèmes causés par le phénomène de glissements de terrain. À ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les bureaux d'études et les universités algériennes pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études, la stabilisation des pentes renforcées par masque drainant (poids). La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des pentes renforcées par masque drainant, tout en présente d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour l'étude de la stabilité des pentes non renforcés et pentes renforcées par masque drainant. Le glissement de tronçon du chaussé de ben chkaw PK33, la willaya de MEDEA, est un des nombreux cas d'analyse de la stabilité des pentes en Algérie. Dans ce mémoire, une analyse numérique du glissement de l'autoroute CHEFFA-BERROUAGHIA « tronçon de Benchkaw (PK 33) » a été faite par la méthode des tranchées (bishop), en utilisant logiciel de calcul Talren4 suivie d'une étude de stabilité de pente en fonction du positionnement des masque pois. Les résultats numériques ont été comparés à ceux qui sont obtenus par l'approche cinématique. On a également trouvé que le masque poids doivent être situés dans la partie inférieure de la pente pour obtenir le facteur de sécurité maximum.

Abstract

The reinforcement of the slopes became a paramount operation in Algeria considering the problems caused by the phenomenon of landslides. To date, several studies are under development by the engineering offices and Algerian universities to find a solution to this phenomenon, among these studies, the slope stabilization reinforced by draining mask. The present study was aimed at better understanding the behavior of slopes reinforced by draining mask, while first presents the various methods available in the literature to study the stability of unreinforced and reinforced draining mask. The sliding of the segment of benchkaw, the city of Medea, is one of many cases analysis of slope stability in Algeria. In this study, numerical analysis of the landslide of the Cheffa – berrouaghia « segment of benchkaw (KR 33) » was made by the tranche method, using the calculation code TALREN4 followed by a study of slope stability according to the draining mask position. The numerical results were compared to those obtained by the kinematic approach. It was also found that the draining mask should be located in the lower part of the slope to achieve the maximum safety factor.

Table des matières

Liste des figures _____ I
Listes des tableaux _____ III
Listes des notations _____ IV
CHAPITRE I : MOUVEMENTS DE TERRAIN _____ 1
I. Introduction: _____ 2
II. La Définition de mouvement de terrain : _____ 2
III. La Classification des mouvements de terrain : _____ 3
III.1 Vitesses de déplacement: _____ 3
IV. Les types des mouvements de terrain : _____ 5
IV.1. Mouvements verticaux: _____ 5
IV.1.1. Les mouvements lents: _____ 5
IV.1.1.1. Les affaissements: _____ 6
IV.1.2. Les mouvements rapides : _____ 6
IV.1.2.1. Les effondrements: _____ 6
IV.2. Les mouvements de pente : _____ 7
IV.2.1. Les mouvements Rapides : _____ 8
IV.2.1.1. Les écroulements: _____ 8
IV.2.1.2. Les coulées: _____ 8
IV.2.2. Mouvements lents et continus : _____ 9
IV.2.2.1. Reptation: _____ 9
IV.2.2.2. Fluage: _____ 10
IV.2.2.3. Glissement de terrain: _____ 11
IV.2.2.3.1. Les type des glissements: _____ 11
a. Glissement plan: _____ 12
b. Glissement rotationnel: _____ 13
c. Glissement quelconque: _____ 14
d. Glissement rocheux: _____ 15
IV.2.2.3.2. Classifications des glissements: _____ 16
IV.2.2.3.3. Causes de glissement: _____ 17

- ✓ Les causes dues à l'intervention humaine: 17
- ✓ Les causes naturelles: 17

Conclusion : 18

CHAPITRE 2 : MÉTHODES DE CONFORTEMENT 19

I. Les ouvrages renforcés par géosynthétiques : 20

I.1. Généralités: 20

I.2. Principaux rôles des géosynthétiques : 20

I.2.1. Séparation: 21

I.2.2. Filtration: 22

I.2.3. Drainage: 22

I.2.4. Barrière: 23

I.2.5. Renforcement: 24

I.3. Applications des géosynthétiques pour le renforcement : 25

I.3.1. Chaussées non revêtues : 25

I.3.2. Remblais sur sols mous : 25

I.3.3. Talus et remblais multicouches : 26

II. Les méthodes de stabilisation : 26

II.1. Mouvements de masses de sol (stabilité par terrassements) : 26

- butée de pied : 26

-Allégement en tête : 28

-Purge **:** 29

-Reprofilage **:** 29

-Substitution **:** 30

-Bêche 33

-Contreforts 33

-Masques drainants (poids) : 34

-éperons : 36

II.2 Drainage : 37

II.2.1. Collecte des eaux de surface : 37

II.2.2. Tranchées drainantes: 38

II.2.3. Les drains verticaux: 39

II.2.4. Drains subhorizontaux : 40

II.3. Stabilisation par renforcement : 41

II.3.1. Le clouage des sols : 41
II.3.2. Les inclusions rigides verticales : 43
II.3.3. Tirants actifs (précontraints) : 45
II.3.4. Micro-pieux : 46
II.3.5. Renforcement par les murs de soutènement : 47
Chapitre III : SITUATION DU SITE 56
I. Introduction : 57
II. Généralité : 57
III. Géologie : 58
IV. Relief, géomorphologie et effet de la mauvaise géologie : 59
V. Formations lithologiques : 60
VI. Hydrologie et Hydrogéologie : 61
VII. Climat et végétation : 63
VIII. Types de lieux et zonage sismique : 64
IX. Planning des essais géotechniques : 65
X. Analyse des caractéristiques géotechniques : 66
X.1. Paramètres de calcul d'étude recommandée : 66
XI. Caractéristiques du glissement : 66
XI.1. Résumé sur le glissement : 66
XI.2. Caractéristiques des formations du glissement : 68
XI.3. Eaux souterraines : 69
XI.4. Détermination de la surface de rupture du glissement : 69
XI.5. Causes du glissement : 70
XI.6. Caractéristiques géotechniques: 70
XI.6.1. Analyse granulométrique : 70
XI.6.2. Limites d`Atterberg : 71
XI.6.3. Essais mécaniques: 72
XI.6.4. Essai de pénétration au carottier : 72
XI.6.5. Caractéristiques physiques et mécanique : 73
Conclusion : 74
Chapitre IV : ÉTUDE DE STABILITÉ 76
I. Introduction : 77
II. Généralité : 77

- Hypothèses de calcul _____ 77
- Méthode d'analyse de calcul : _____ 77
- Actions du séisme_____ 77
- Le trafic routier_____ 78
- Logiciel utilisé **(**Talren4V2.0.2)_____ 78

III. Données géotechniques du talus : _____ 79

III.1. Paramètre de la rupture de glissement :_____ 80

IV. État initial : (avant de confortement) :_____ 81

IV.1. Paramètres de calcul d'étude de glissement recommandée : _____ 81

V. État final : (après le confortement)_____ 86

V.1. Traitement du glissement au PK33+030~PK33+100D _____ 86

V.2. Traitement du glissement au PK33+030~PK33+100D_____ 86

V.3. ETUDE DU CONFORTEMENT_____ 87

- Talus avec tranchée drainante: _____ 87
- Etude du confortement du site étudié: _____ 87

Liste des figures

FIGURE I. 1. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN [4] 4
FIGURE I. 2. UNE CUVETTE D'AFFAISSEMENT 5
FIGURE I. 3. EFFONDREMENT DU TOIT DES CAVITES [5]. 6
FIGURE I. 4. LES ECROULEMENTS [6] 8
FIGURE I. 5. LES MORPHOLOGIES DE COULEES [6] 9
FIGURE I. 6. REPTATION 10
FIGURE I. 7. FLUAGE 10
FIGURE I. 8. TYPES DE GLISSEMENT (PLAN A GAUCHE, ROTATIONNEL A DROITE) 11
FIGURE I. 9. LES PHASES DE GLISSEMENT DE TERRAINS. 17

FIGURE II. 1. GEOSYNTHETIQUE DE SEPARATION. 21
FIGURE II. 2. GEOSYNTHETIQUE DE FILTRATION. 22
FIGURE II. 3. GEOSYNTHETIQUE DE DRAINAGE 23
FIGURE II. 4. GEOSYNTHETIQUE DE BARRIERE 24
FIGURE II. 5. GEOSYNTHETIQUE DE RENFORCEMENT 24
FIGURE II. 6. BUTEE DE PIED 27
FIGURE II. 7. BUTEE DE PIED 27
FIGURE II. 8. ALLEGEMENT EN TETE 28
FIGURE II. 9. SUBSTITUTION PAR ALLEGEMENT EN TETE, REMBLAI ALLEGE EN POLYSTYRENE –RD 227 A VIC LE COMTE (FRANCE) 28
FIGURE II. 10. PURGE 29
FIGURE II. 11. SCHEMA DE REPROFILAGE 30
FIGURE II. 12. SCHEMAS DES TECHNIQUES DE SUBSTITUTION 30
FIGURE II. 13. EXEMPLE DE SUBSTITUTION TOTAL 31
FIGURE II. 14. SUBSTITUTION TOTALE DES MATERIAUX GLISSES AU DROIT DE LA TETE SUD DU TUNNEL DE MARNAY (FRANCE) 32
FIGURE II. 15. SCHEMA D'UNE BECHE 32
FIGURE II. 16. STABILISATION PAR BECHE DU GLISSEMENT DE LA ROCHELAMBERT (FRANCE) 33
FIGURE II. 17. SCHEMA DE CONTREFORT 33
FIGURE II. 18. STABILISATION PAR CONTREFORTS D'UN REMBLAI (FRANCE) 34
FIGURE II. 19. SCHEMA DE MASQUE DRAINANT 34
FIGURE II. 20. SCHEMA DE MASQUE INTEGRE AU PROFIL ET HORS PROFIL 35
FIGURE II. 21. EXEMPLE D'EPERON DRAINANT 36
FIGURE II. 22. SCHEMA D'EPERON 36
FIGURE II. 23. EXEMPLE DE TRANCHEES DRAINANT 39
FIGURE II. 24. DRAIN SUBHORIZONTAL D'APRES LCPC 41
FIGURE II. 25. PHASES DE REALISATION D'UNE PAROI CLOUEE (D'APRES LES RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 91) 43
FIGURE II. 26. SCHEMA DE PRINCIPE D'UN RENFORCEMENT PAR INCLUSION RIGIDE VERTICALES 44
FIGURE II. 27. SCHEMA D'UN TIRANT DONT L'ARMATURE EST SCELLEE DANS UNE GAINE ELLE-MEME SCELLEE DANS LE SOL 46
FIGURE II. 28. EXEMPLE DES MICRO-PIEUX 46
FIGURE II. 29. POSE DES PIERRES DE SOCLE 48
FIGURE II. 30. ELEMENTS D'UN MUR EN L 50
FIGURE II. 31. PANNEAUX DE PLEINE HAUTEUR 52
FIGURE II. 32. EXEMPLE DE PANNEAUX DE HAUTEUR PARTIELLE (ECAILLES PREFABRIQUES EN BETON) 52
FIGURE II. 33. EXEMPLE DE PAREMENT CELLULAIRE 53
FIGURE II. 34. EXEMPLE DE PAREMENT TREILLIS SOUDE EN ACIER 54
FIGURE II. 35. EXEMPLE DE PAREMENT FACE ENVELOPPEE 54

FIGURE II. 36. EXEMPLE DE PAREMENT EN PNEUS 55

FIGURE III. 1. PAYSAGE DE MONTAGNE 59
FIGURE III. 2. RECONNAISSANCE EN PLACE 61
FIGURE III. 3. CAROTTES DE LA MARNE **FIGURE III. 4.** COUCHE D'UNE ARGILE PEU PLASTIQUE 61
FIGURE III. 5. CARTE HYDROGEOLOGIQUE 62
FIGURE III. 6. PHOTO DE SOURCE 01 63
FIGURE III. 7. CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL– RPOA 2008 65
FIGURE III. 8. PHOTO DE H1 68
FIGURE III. 9. LE PIED DE GLISSEMENT 69

FIGURE IV. 1. LE MENU DU TALREN V4 [25] 79
FIGURE IV. 2. PROFIL DE CALCUL RETROACTIF 80
FIGURE IV. 3. TALUS MODELISE SANS LA NAPPE ET SANS SEISME 82
FIGURE IV. 4.TALUS MODELISE SANS LA NAPPE ET AVEC SEISME 83
FIGURE IV. 5. TALUS MODELISE AVEC LA NAPPE ET SANS SEISME 84
FIGURE IV. 6. TALUS MODELISE AVEC LA NAPPE ET AVEC SEISME 85
FIGURE IV. 7. TRANCHE DRAINANT 88
FIGURE IV. 8. TALUS MODELISE SANS LA NAPPE ET SANS SEISME 89
FIGURE IV. 9. TALUS MODELISE SANS LA NAPPE ET AVEC SEISME 90
FIGURE IV. 10. TALUS MODELISE SANS LA NAPPE ET AVEC SEISME 91

Listes des tableaux

TABLEAU I. 1 . LA CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN [3] 3
TABLEAU I. 2. CLASSIFICATION SELON LA PROFONDEUR DE LA SURFACE DE GLISSEMENT D'APRES DATEK 13
TABLEAU I. 3. CLASSIFICATION SELON L'ACTIVITE EN FONCTION DE L'EVALUATION DE LA VITESSE MOYENNE DE GLISSEMENT A LONG TERME 13

TABLEAU II. 1. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DES TRANCHEES DRAINANT 39

TABLEAU III. 1. APERÇU GENERAL DU TRACE 57
TABLEAU III. 2. APERÇU GENERAL 57
TABLEAU III. 3. LITHOLOGIE DES FORMATIONS PRINCIPALES DE LA REGION DE BEN CHEKAW 60
TABLEAU III. 4. LES COORDONNEE ET LE DEBIT DES SOURCES 62
TABLEAU III. 5. LES COEFFICIENTS D'ACCELERATION DE ZONE SELON LE RPOA 2008 65
TABLEAU III. 6. LES PARAMETRES DE CALCUL D'ETUDE RECOMMANDEE 66
TABLEAU III. 7. SYNOPTIQUE DU GLISSEMENT 66
TABLEAU III. 8. LES SOLUTIONS PROPOSEES 67
TABLEAU III. 9. TABLEAU REUNIS DE QUANTITE DES TRAVAUX D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE 68
TABLEAU III. 10. PHOTO PANORAMIQUE DE GLISSEMENT 69
TABLEAU III. 11. LES PROFONDEURS DE LA SURFACE DE RUPTURE DU GLISSEMENT 70
TABLEAU III. 12. LIMITES D'ATTERBERG: 71
TABLEAU III. 13. ESSAIS DE COMPRESSIBILITE ET CISAILLEMENT 72
TABLEAU III. 14. L'ESSAI DE CISAILLEMENT RESIDUEL(WL) 72
TABLEAU III. 15. L'ESSAI DE CISAILLEMENT RESIDUEL(WP) 72
TABLEAU III. 16. ESSAI AU PENETROMETRE CAROTTIER 73
TABLEAU III. 17. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES 73
TABLEAU III. 18. CARACTERISTIQUES MECANIQUE 74

TABLEAU IV. 1. DONNEES GEOTECHNIQUES DU TALUS 79
TABLEAU IV. 2. PARAMETRE DE LA RUPTURE DE GLISSEMENT 80
TABLEAU IV. 3. PARAMETRE DU TALUS 81
TABLEAU IV. 4. LES RESULTATS DE CALCULS 81

Listes des notations

Ip : Indice de plasticité.

WL: limite de liquidité.

Wp: limite de plasticité.

γ :poids volumique [KN/m3].

γ': poids volumique déjaugé [KN/m_3].

ϕ : angle de frottement [°].

ϕ': angle de frottement effective [°].

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

c' : Cohésion effective du sol.

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

γ : Poids volumique du sol.

c : cohésion [KN/m2].

c' : cohésion effective [KN/m2].

Cc : indice de compression.

C_S : indice de gonflement.

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

F_s : coefficient de sécurité.

k : coefficient de perméabilité.

pk : point kilométrique.

RN : route national.

RPA : règlement parasismique algérien.

P : puits.

S : sondage.

AP : argile peu plastique.

RM : remblai marneux.

Kh : coefficient sismique horizontal.

Kv : coefficient sismique verticale.

Talran : talus renforcés

Introduction générale

Alors que les terres qui devront servir d'assiette pour la réalisation de projets d'infrastructures, de routes et d'autoroutes, d'habitations, et d'autres projets ne sont pas extensible; La forte croissance démographique et l'augmentation continue de la population notamment en Algérie entraine une pression foncière et un accroissement des besoins en terres destinées à la construction d'autant plus que la grande majorité des surfaces sont réservées pour l'agriculture. , La disponibilité des sols à urbaniser s'est restreinte par le grand besoin de protéger les aires naturelles et les terres agricoles, ce qui contraint souvent les décideurs à implanter leurs projets sur des sols même présentant de faibles caractéristiques mécaniques moyennant un traitement technique particulier.

Ainsi le projet auquel nous nous intéressons est situé à 2km a le sud de la ville d'Ouzera, wilaya de MEDEA, PK33 autoroute cheffa-berrouaghia avec une longueur de 3190m présente des points singuliers que nous allons aborder à travers ce mémoire.

Notre travail se compose de quatre chapitres qui se résume comme suit:

Dans le premier chapitre, il nous a paru utile, avant tout, d'exposer les principales familles de mouvements de pente ainsi que les facteurs, permanents et variables dans le temps, qui favorisent le déclenchement de ces phénomènes. et en particulier on a cité les différents types de glissement, ainsi que leurs classifications.

Dans le second chapitre, nous présentons un bref aperçu sur quelques méthodes de confortement et de stabilisation comme le drainage, la stabilisation par renforcement (les tirants, le clouage, les murs de soutènement), et stabilisation par terrassement.

Par la suite, et à travers le troisième chapitre on a présenté la situation du site pour lequel on a fait des études géologiques, géomorphologiques, climatiques et sismiques ... Et en deuxième parti on a cité les caractéristiques du glissement et les essais qui ont étaient exécutés dans le cadre de notre projet.

Nous nous sommes ensuite intéressés, dans le dernier chapitre, à l'étude de cas. Nous avons réalisé une modélisation du talus par logiciel talren 4 par combinaison de différentes situations (en présence d'eau et sans présence d'eau), (sans séisme, avec séisme).

Ce talus est située à la commune de benchicaw,wilaya de Médéa.

Enfin nous terminons cette étude par une conclusion regroupant les différents résultats et donné une proposition pour traiter le talus avec une méthode de confortement qui permet d'obtenir:

-une facteur de sécurité supérieur à F admissible.

-la facilité d'exécution.

- le cout de réalisation.

CHAPITRE I : MOUVEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction:

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

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

II. La Définition de mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes gravitaires régis par la force que la gravité terrestre exerce sur des éléments de terrain instables. Ils peuvent être d'origine naturelle (gel/dégel, séisme, fortes précipitations ou chutes de neige, inondations, etc.) ou anthropique (déboisement, terrassement, etc.). [2]

III. La Classification des mouvements de terrain :

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

- la topographie (pente du versant, dénivelée, etc.…)

-à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide),

- à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...)

- aux nappes aquifers,

- à la teneur en eau, etc. [3]

III.1 Vitesses de déplacement :

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

Tableau I. 1 . *La classification des mouvements de terrain [3]*

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

Les mouvements de terrain regroupent tous les cas de déplacement de masses de terrain sous l'action de la pesanteur. Ils peuvent être très lents ou extrêmement rapides. On peut classer les mouvements de terrain en deux grands types (figure I.1) :

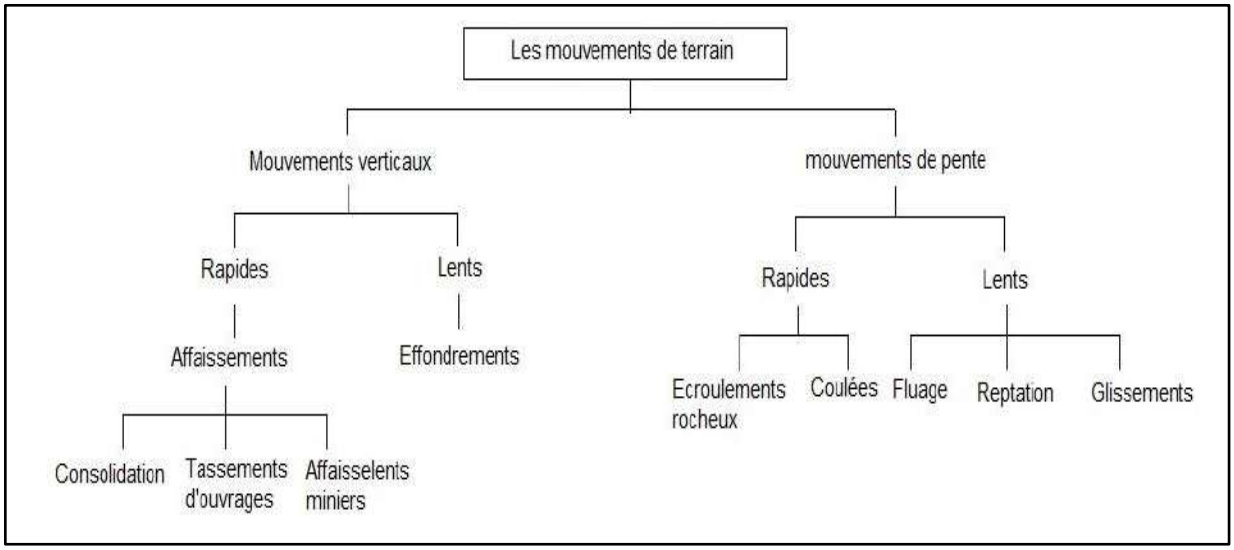


Figure I. 1. *Classification des mouvements de terrain [4]*

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

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

IV. Les types des mouvements de terrain :

IV.1. Mouvements verticaux:

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

IV.1.1. Les mouvements lents:

IV.1.1.1. Les affaissements :

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

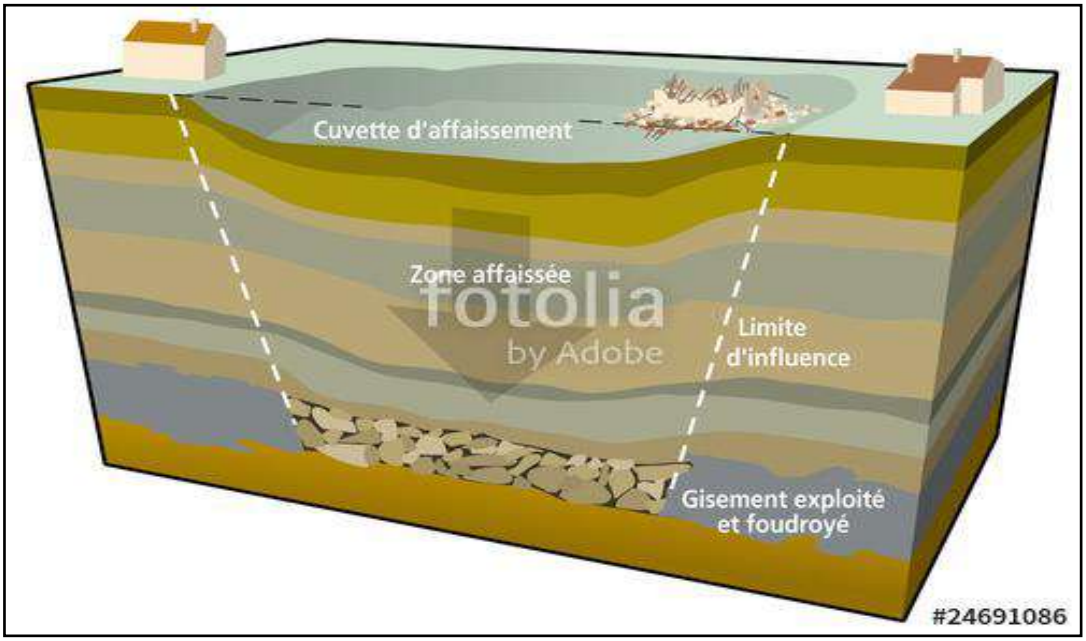


Figure I. 2. *Une cuvette d'affaissement*

-La consolidation :

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

- Les tassements d'ouvrages :

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

- Les affaissements miniers :

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

IV.1.2. Les mouvements rapides :

IV.1.2.1 Les effondrements :

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

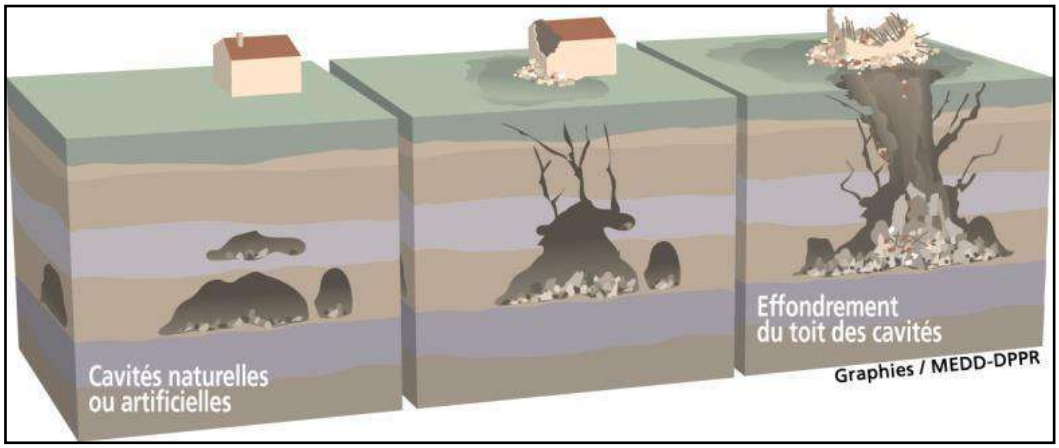


Figure I. 3. *Effondrement du toit des cavités [5].*

IV.2. Les mouvements de pente :

Les mouvements de pente constituent la classe la plus vaste d'aléas. Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes tant naturelles qu'artificielles. De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de pente. [4]

Les principaux critères de classification retenus sont :

-Types de terrain affecté.

-Types de mouvements.

-Vitesse des processus.

-Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés en :

-Ecroulement rocheux.

-Mouvements lents et continus (reptation et fluage).

-Glissements.

-Coulées, laves et lahars.

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

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

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

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

IV.2.1. Les mouvements Rapides :

IV.2.1.1. Les écroulements :

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

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

Les facteurs déclenchant sont les apports d'eau, les cycles de gel dégel, l'érosion, le sous-cavage et les séismes. [6]

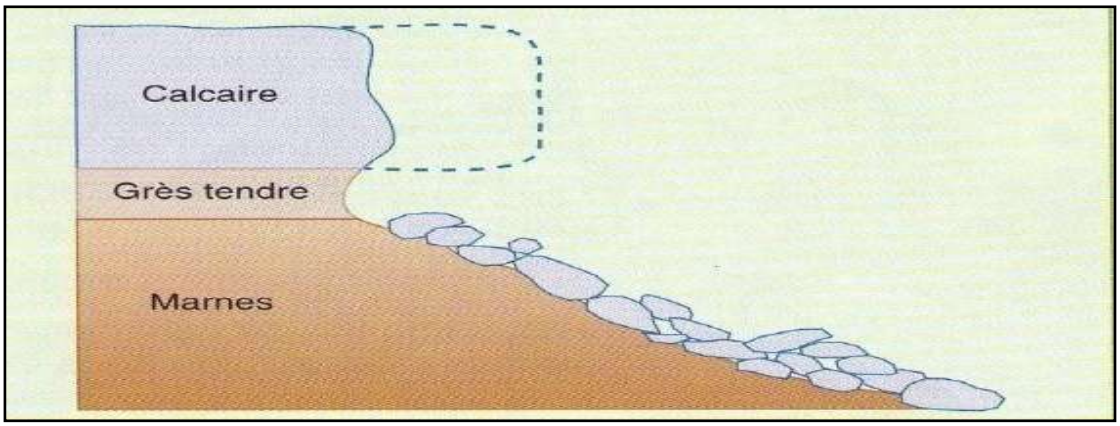


Figure I. 4. *Les écroulements [6]*

IV.2.1.2. Les coulées:

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : (i) **coulées boueuses** (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, lahar : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne) (Figure I.5), (ii) **coulées de solifluxion** (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été). [6]

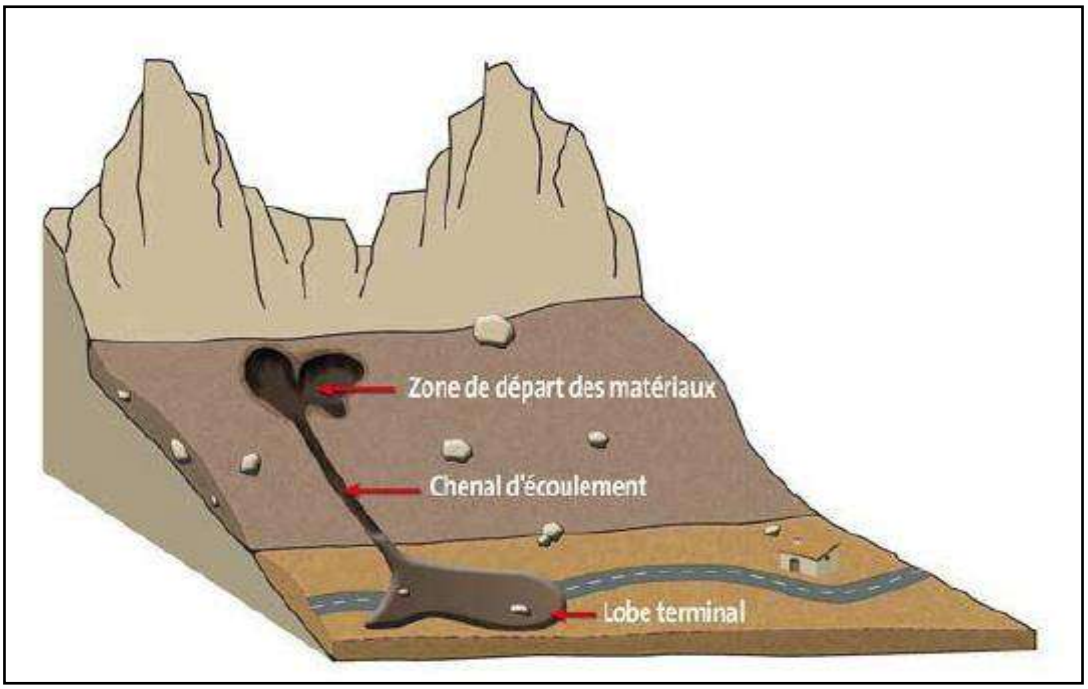


Figure I. 5. *Les morphologies de coulées [6]*

IV.2.2. Mouvements lents et continus :

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

IV.2.2.1. Reptation :

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles. [7]

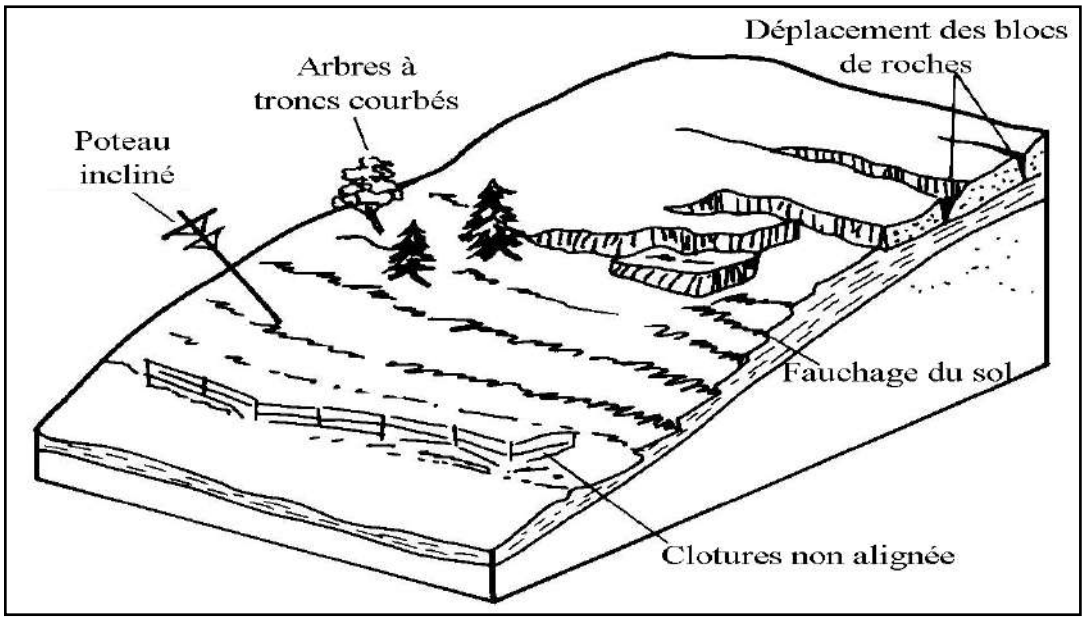


Figure I. 6. *Reptation*

IV.2.2.2. Fluage :

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure …, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise. [7]

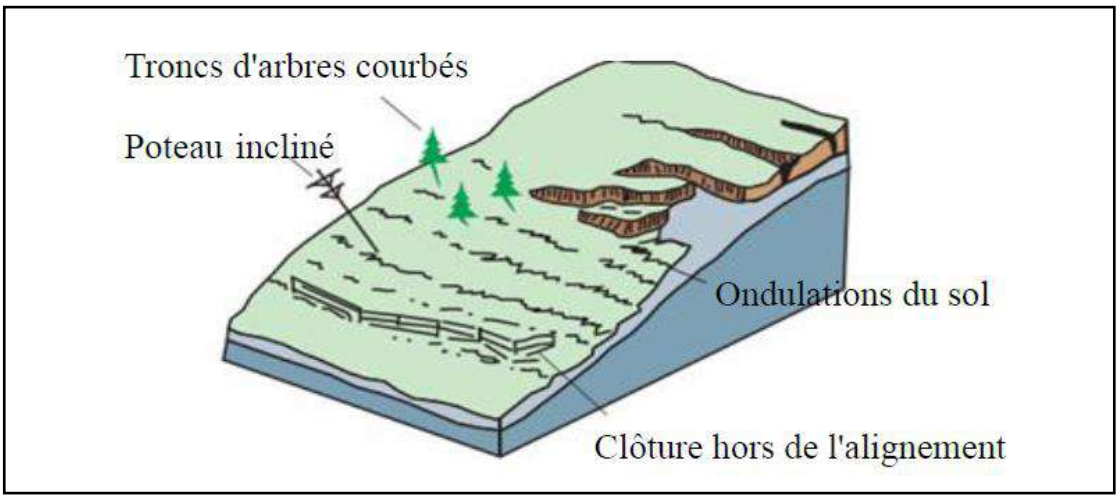


Figure I. 7. *Fluage*

IV.2.2.3. Glissements de terrain :

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

- glissement plan, le long d'une surface plane ;
- glissement rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types. [8]

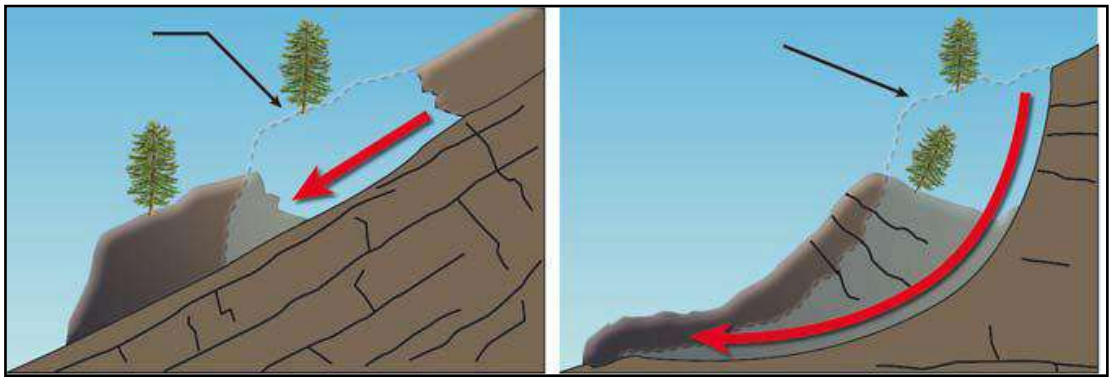


Figure I. 8. *Types de glissement (plan à gauche, rotationnel à droite)*

IV.2.2.3.1. Les types de glissement de terrain :

a. Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

Les zones de flysch, les schistes marne-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement

Pour un talus, on dit qu'il y a risque de rupture pour une association de discontinuités et un mécanisme de rupture donnés, si la configuration géométrique formée par tous les éléments (talus et discontinuités) est favorable à la rupture. On dit que la rupture est cinématiquement possible. [9]

b. Glissement rotationnel :

Les glissements rotationnels se produisent plus généralement dans les sols et parfois les roches homogènes où il n'y a pas de discontinuités géologiques suffisamment persistantes ou si la fracturation est suffisamment intense pour permettre une telle surface de glissement. Pour les calculs de stabilité, on assimile la surface du glissement circulaire à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de la masse autour du centre du cercle. [10]

c. Les glissements quelconques :

Sont sans aucun doute les glissements le plus fréquents et qui ont des caractéristiques semblables aux autres glissements précédemment définis. [10]

d. Glissement rocheux :

On appelle glissements rocheux le déplacement d'une masse de terrain bien définie, avec rupture par défaut de résistance au cisaillement suivant une surface bien identifiée où se localisent les déformations [Cojean,! 1, 12]. Les matériaux rocheux déplacés se fragmentent généralement et le glissement initial se transforme en éboulement. On distingue les glissements rocheux avec mouvement de translation (sur un joint stratigraphique, une faille, une surface de foliation ou de schistosité), les glissements suivant des associations de discontinuités (formant des dièdres, des surfaces en escalier, etc.), des glissements avec mouvement de rotation (dans des massifs rocheux très fracturés), des glissements avec des déplacements monolithiques. Les multiples associations de différentes familles des discontinuités conduisent à une grande variété de mécanisme de ruptures. [10]

IV.2.2.3.2. Classification des glissements:

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

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

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

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

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

IV.2.2.3.3. Causes de glissements :

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau …)

En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés les changements de la géométrie de la pente dus déblais et remblais

Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement. [8]

- ✓ **Les causes dues à l'intervention humaine :**

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.

A- les surcharges au sommet du talus :

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblais et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois …. Peut nuire à sa stabilité

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus. [8]

B- les déblais ou les excavations à la base su talus :

Le déblai ou les excavations à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant. [8]

C- La concentration d'eau vers la pente :

Le fait de concentrer et de diriger l'eau de drainage, de ruissellement et les eaux usées au sommet ou dans le talus occasionne du ravinement, de l'érosion verticale ou de l'infiltration dans le sol. Une telle concentration d'eau agit comme facteur aggravant ou comme facteur déclenchant en modifiant la géométrie du talus (augmentation de l'inclinaison et de la hauteur) et les conditions d'eau souterraine. [8]

D- la déforestation :

La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée. Mais plus généralement, la déforestation est le fruit de l'homme. Pour développer des villes, des routes et des infrastructures, l'homme déboise autant que nécessaire. [8]

E- les explosions :

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations)

- ✓ **les causes naturelles :**

Certaines pentes sont ou peuvent devenir instables même s'il n'y a aucune intervention de l'homme. La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques…

A- l'inclinaison de la pente (la géométrie) :

La pente de la surface du terrain constitue un facteur essentiel de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif, [11]

B- les propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement) :

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau (cohésion et frottement), de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif, [12]

C- les séismes et les volcans :

- Les sollicitations sismiques, sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes rentrent en jeu dans ce cas ;

- la liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes ;

- la force déstabilisatrice due au séisme lui-même ; [12]

- Les éruptions volcaniques, provoquent des glissements et des éboulements à court terme due aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme due à la déforestation et aux modifications structurelles engendrés par les laves volcaniques dégagées. [12]

D- les conditions hydrauliques (eau souterraine) :

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entrainera de nombreux glissement superficiels et des coulées, alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration par de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux.

L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation du glissement, de déclenchement ou d'accélération des mouvements. [12]

E- La présence d'érosion :

L'érosion provient de la migration, sous l'action d'un écoulement de certains grains constitutifs du sol. Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de sa difficulté. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture.

Deux principaux types d'érosion peuvent être distingués :

- l'érosion externe ou superficielle des sols :

Désigne le décapage et le lessivage superficiel des sols (érosion aréolaire) ou leur ravinement (érosion linéaire) par les gouttes de pluie ou par les filets d'eau temporaires qui se concentrent pendant la pluie, et un certain temps la pluie.

- l'érosion interne des sols :

Dépend de leur résistance quand l'eau se déplace à travers les pores et les fissures. Les matériaux particulièrement sujets à ce phénomène sont ceux qui ont de larges pores où l'eau peut circuler très rapidement, mais dont les particules sont assez fines et suffisamment divisées pour se détacher

facilement, les matériaux les plus sensibles à cette érosion sont les sables fins et les limons non plastique ayant un indice de plasticité inférieur à 5. [8]

IV.2.2.3.4. Les phases de glissements de terrain :

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

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain ;
- La phase de rupture : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase ;
- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène ;
- La phase de stabilisation : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée. [13]

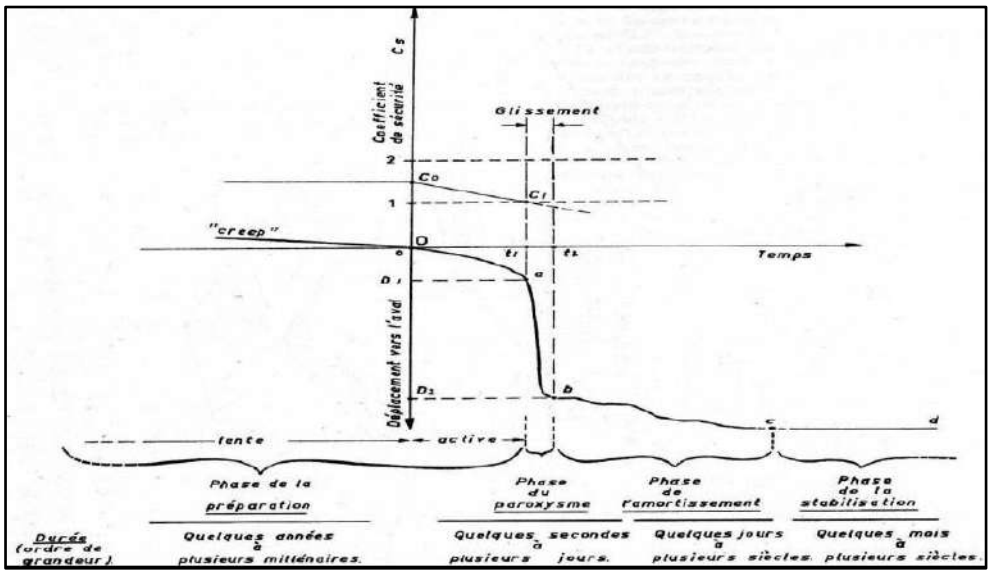


Figure I. 9. *Les phases de glissement de terrains.*

Conclusion :

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

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

CHAPITRE II : MÉTHODES DE CONFORTEMENT

I. Les ouvrages renforcés par géosynthétiques :

I.1. Généralités:

L'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles) dans le Génie Civil a connu un développement considérable ces dernières années, grâce à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi facile. La réduction de l'espace de construction des ouvrages, l'implantation sur des sites de moindre qualité (voies de communication, remblais autoroutiers et hydrauliques), les contraintes imposées à leur géométrie, les contraintes liées à la sauvegarde de l'environnement, sont des facteurs qui imposent l'utilisation de matériaux de plus en plus performants tout en tenant compte du facteur économique. La diversité des produits géotextiles et des méthodes de construction correspondante permet à l'ingénieur de proposer des solutions qui peuvent augmenter l'efficacité des techniques classiques, dans certains cas même de donner de nouvelles solutions.

La première application d'un géotextile, un épais tissé en coton, dans la construction de routes a été réalisée en 1926 (Beckham et Mills, 1935) par le département de la recherche routière en Caroline du Sud. Jusqu'à la détérioration du tissé, la route était en bon état et l'utilisation du géotextile a considérablement réduit les fissures et les ruptures localisées de la chaussée. Un géotextile de fibres synthétiques avec des fonctions de filtration et de protection contre l'érosion des côtes a été utilisé en 1950 en Floride (Barret, 1966). Cette application contre l'érosion s'est ensuite largement développée dans les années 1960. En Europe, les premières applications de matériaux géotextiles ont été réalisés au début des années 1960 dans la construction et la rénovation des grands remblais et des digues pour la protection des terres basses le long de la côte de la mer du Nord aux Pays-Bas, après les grandes inondations de l'hiver 1953 (Gicot et Perfetti, 1982). En France, des géotextiles non-tissés ont été utilisés en juin 1969 (Vautrin et Puig,1969) avec l'objectif d'améliorer les conditions d'épandage sur un sol mou d'une couche drainante en sable, dans le but d'éviter la pollution de cette dernière et de faciliter sa mise en place.

La diversité et la flexibilité des matériaux géotextiles font que leur utilisation augmente de plus en plus dans un grand nombre d'applications comprenant les systèmes de drainage et de filtration, de contrôle d'érosion et de renforcement. [14]

I.2. Principaux rôles des géosynthétiques :

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir cinq rôles principaux : séparation, filtration, drainage, barrière et renforcement. Deux ou plusieurs de

ces rôles doivent être souvent remplis dans certaines conditions et les divers produits existants, de par leurs propriétés, s'y prêtent avec succès. Les applications courantes des géotextiles dans le domaine géotechnique sont présentées dans le tableau 2.1, avec des indications sur leurs principaux rôles. [14]

I.2.1. Séparation:

Séparer signifie empêcher le mélange de matériaux entre deux couches de sols de composition granulométrique différente. Le géotextile est placé à l'interface entre les deux couches de sols.

La séparation des couches de sols par le géotextile permet de garder l'intégrité et les propriétés de chacun des sols, surtout lorsque leur mélange n'est pas souhaitable ou est à empêcher. Les exigences fondamentales concernant les géotextiles appliqués pour séparer sont, du point de vue mécanique, d'empêcher la pénétration de matériaux grossiers dans le matériau fin et vice versa, même sous sollicitation dynamique. Du point de vue hydraulique, il s'agit de limiter les lessivages du matériau fin et, par là, le transport des fines dans le matériau grossier, et d'éviter une retenue unilatérale de l'eau sur le géotextile (effet de géomembrane).

Dans la plupart des cas, le géotextile doit aussi remplir le rôle de filtre et même de drains. Un rôle de renforcement limité est aussi possible pour parer aux zones localisées de faible portance et compressibles.

Les applications de séparation par géotextiles sont réalisées pour la construction de routes non revêtues, de routes à faible trafic, de couches d'assise de voies ferrées, de remblais hydrauliques et de couches de forme. [14]



Figure II. 1. *géosynthétique de Séparation.*

I.2.2. Filtration:

Filtrer signifie prendre une mesure pour qu'un débit d'eau si possible à pression nulle puisse s'établir entre deux couches de composition granulométrique différente. Le lessivage des particules de la couche de sol fin à travers le géotextile doit être évité.

Les exigences fondamentales concernant les géotextiles appliqués pour filtrer sont, du point de vue mécanique, d'empêcher l'entraînement de particules fines (lessivage), c'est-à-dire le transport du matériau fin dans celui à gros grains. Du point de vue hydraulique, il s'agit d'assurer l'efficacité hydraulique, c'est à dire d'assurer un débit pratiquement sans pression à travers le géotextile. Par rapport au comportement à long terme, les performances énumérées ci-dessus doivent se maintenir pour toute la durée de service (empêcher le colmatage).

Les applications de filtration par géotextiles sont réalisées pour la filtration des eaux usagées, les tranchées drainantes, la protection des berges (de rivière, de fleuve ou de canal d'irrigation) et la défense des côtes. [14]



Figure II. 2. *géosynthétique de filtration.*

I.2.3. Drainage:

Drainer signifie collecter et évacuer au moyen d'un géotextile une partie de l'eau d'un sol, en général un sol fin, soit en surface soit en profondeur ;

Les exigences fondamentales sont, du point de vue hydraulique, d'assurer l'évacuation de l'eau avec une perte de charge minimale dans le géotextile, c'est à dire dans son plan (transmissivité élevée). [14]

Du point de vue mécanique, il s'agit d'empêcher le lessivage des fines (extraction de sol) et leur transport à l'intérieur du géotextile, ce qui réduirait la perméabilité dans le plan du géotextile.

Ces performances doivent se maintenir pour toute la durée de service et le colmatage du géotextile doit être évité. Au vu de l'exigence hydraulique fondamentale, les tissés ne sont pratiquement pas utilisés. Des matériaux composites et de formes particulières ont été développés spécialement pour remplir ce rôle.

Les applications des géotextiles comme drains concernent les drains d'accotement, les drains verticaux pour la consolidation des sols compressibles, les drains de parois (de murs de soutènement de bâtiments, etc.); et les drains des parois de tunnels. [14]



Figure II. 3. *géosynthétique de drainage*

I.2.4. Barrière:

Le rôle de barrière est en fait une séparation qui assure une transition plus ou moins hermétique entre deux milieux, par exemple entre deux couches de sol ou entre une couche de sol et un liquide. En règle générale, un géotextile imperméable est utilisé. Les géomembranes ont été spécialement développées pour remplir ce rôle.

Les applications de géotextiles, surtout de géomembranes comme barrières sont réalisées dans les systèmes d'étanchéité de stockage de liquide, les couvertures des bassins, les centres d'enfouissement technique, les bassins de stockage de déchets. [14]



Figure II. 4. *géosynthétique de barrière*

I.2.5. Renforcement:

Renforcer signifie créer une structure de sol ayant des propriétés améliorées, composée d'un sol qui a généralement une résistance à la traction quasiment nulle, mais qui résiste à la compression, et d'un géotextile qui a une bonne résistance à la traction ;

Les exigences fondamentales sont, du point de vue mécanique, d'assurer la reprise de forces de traction avec des déformations si possibles minimes et de reporter ces forces de traction dans le sol par l'intermédiaire de forces de cisaillement. Du point de vue hydraulique, il s'agit d'assurer une perméabilité suffisante pour éviter une retenue de l'eau au-dessus du géotextile. Les performances ci-dessus doivent se maintenir pour toute la durée de service.

Aucune déformation dépassant le seuil admissible ne doit affecter l'élément géotextile tendu par suite de fluage. [14]

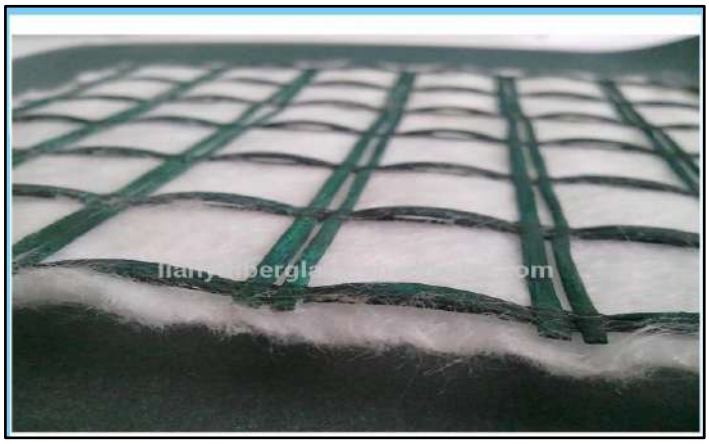


Figure II. 5. *géosynthétique de renforcement*

Les applications de renforcement par géotextiles sont réalisées pour les remblais multicouches, le renforcement de la base des remblais, les talus et les ouvrages de soutènement. [14]

I.3. Applications des géosynthétiques pour le renforcement :

La fonction de renforcement d'un géosynthétique est caractérisée par son aptitude à limiter les déformations du sol de fondation sous une charge donnée ou à augmenter sa capacité de chargement, en particulier dans le cas où de grands déplacements sont prévus. Le géosynthétique permet également d'améliorer la résistance au cisaillement dans un remblai. Le renforcement des sols par géosynthétiques trouve ainsi son application dans les chaussées non revêtues, les

I.3.1. Chaussées non revêtues :

Le géotextile s'oppose mécaniquement à l'accumulation de déformation crée par les sollicitations répétées, qui se manifeste par l'occurrence de surfaces de rupture localisées dans le sol de fondation, ü peut également réduire les affaissements dans les sols de faible capacité portante. Dans ce cas, le géosynthétique :

a) reprend et répartit les contraintes au niveau du sol support (renforcement) dès que la moindre déformation se produit dans l'ouvrage,

b) agit par un effet de membrane, au-dessous et le long des traces de roues dès que la déformation et le tassement atteignent une certaine importance, ce qui suppose un ancrage adéquat du géosynthétique sur les côtés. [14]

I.3.2. Remblais sur sols mous :

Il existe trois situations où le géotextile peut être utilisé comme élément de renforcement dans les remblais : les remblais construits sur des sols de fondation mous (a), les remblais sur pieux (b) et les remblais sur des zones de subsidence (c). Dans tous les cas, le géotextile est utilisé tout le long de la base du remblai.

A- Dans le cas du remblai sur un sol de fondation mou, le géotextile augmente la stabilité du remblai (en empêchant que d'éventuels glissements se produisent).

B- Dans le cas du remblai sur pieux, le géotextile permet un meilleur transfert des sollicitations à partir du remblai directement dans les pieux.

C- Dans le cas du remblai sur une zone de subsidence, le géotextile est plutôt utilisé comme précaution contre les subsidences ultérieures. [14]

I.3.3. Talus et remblais multicouches :

Le géotextile est appliqué par nappes ou bandes dans le talus ou dans le remblai au cours de la mise en place et du compactage du matériau de remblai. Dans cette application, le géotextile produit des forces de traction et de frottement supplémentaires dans le sol et améliore la stabilité d'ensemble. En modifiant le nombre ou l'espacement des couches et les propriétés hydrauliques et mécaniques des géotextiles, on peut concevoir un très grand nombre d'ouvrages qui remplissent beaucoup d'exigences.

Les remblais peuvent également être érigés avec des matériaux divers mis en place par couches avec interposition de géotextiles entre les couches. On parle ainsi de remblais multicouches, dans lesquels le géotextile a une fonction principale de renforcement en limitant par reprise de traction les extensions dans l'ouvrage, ce qui permet d'en assurer la stabilité. [14]

II. Les méthodes de stabilisation :

Les méthodes (techniques) de stabilisation peuvent être regroupées en trois grandes familles :

- Les terrassements: actions sur la géométrie et l'équilibre des masses.
- Les drainages: actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles.
- Les renforcements: renforcements mécaniques.

II.1. Mouvements de masses de sol (stabilité par terrassements) :

Les conditions de stabilité sont directement liées à la pente du terrain, le terrassement demeure le moyen le plus naturel.

On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement

1. Les actions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied)
2. Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
3. Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons) [15]

- butée de pied :

Le chargement en pied d'un glissement sont des techniques généralement efficaces et fréquemment utilisées.

Le dimensionnement de la butée de pied se fait par un calcul de stabilité au grand glissement de la pente en considérant la nouvelle géométrie envisagée.

La stabilité au grand glissement vérifie que:

-L'ouvrage de butée limite les risques de reprise du glissement en amont

-L’ouvrage de butée ne doit pas déclencher d’autres glissements en aval [15]

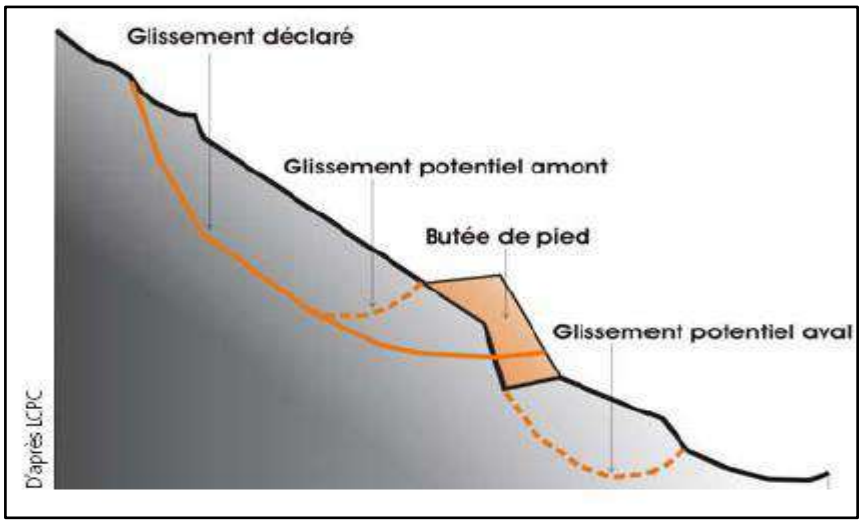


Figure II. 6. *Butée de pied*

La buté de pied est bien adaptée aux remblais construits sur le flanc instable d'une vallée, à proximité du point bas.



Figure II. 7. *Butée de pied*

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de l’ordre de 20% à 30%

Les ouvrages de butée en plus de leur action gravitaire peuvent assurer un drainage du massif.

Il est recommandé d’utiliser un matériau drainant et auto-stable et d’organiser la collecte et l’évacuation de l’eau par la mise en œuvre d’un tapis drainant

Les tassements susceptibles d’être provoqués par l’ouvrage de butée peuvent être gênants s’ils provoquent des désordres sur des ouvrages avoisinants. [15]

-Allégement en tête :

Cela consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure d'où une diminution du poids et donc une augmentation du coefficient de sécurité

Le dimensionnement consiste en un calcul de stabilité en considérant la surface de rupture déclarée et en prenant en compte la nouvelle géométrie. [15]

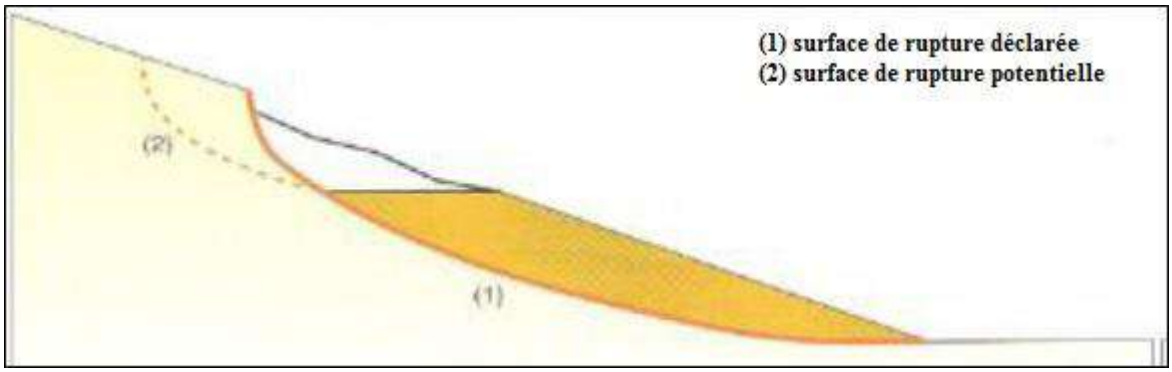


Figure II. 8. *Allégement en tête*

Le déchargement par terrassement entête de la masse glissée peut créer des risques de régressions vers l'amont

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de l'ordre de 20%, Cet objectif n'est atteint qu'avec des volumes de terrassement importants.

C'est une technique que l'on combine avec d'autres actions complémentaires (drainage et recharge en pied, remblai allégé) [15]

Exemple de stabilisation par allégement en tête :

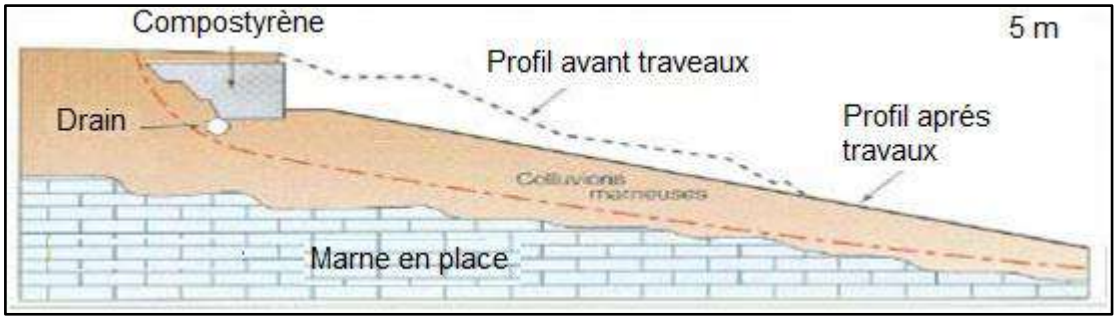


Figure II. 9. *Substitution par allégement en tête, remblai allégé en polystyrène –RD 227 à Vic Le Comte (France)*

-Purge :

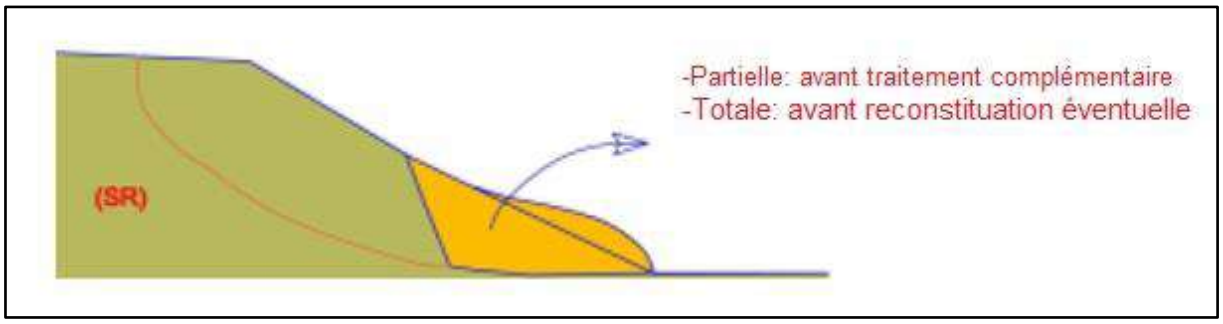


Figure II. 10. *Purge*

Solution limitée généralement aux glissements de taille modeste. C'est souvent le cas des éboulements rocheux.

Dans certain cas, on peut purger la totalité de la masse glissée à condition que la surface mise à nu soit stable (F=1,5).

Quand le terrain est en forte pente et inaccessible aux engins, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la surface de rupture est faible.

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de l'ordre de 20%.

-Reprofilage **:**

Conditions de stabilité étant directement liées à la pente, on peut assez simplement améliorer la sécurité par retalutage du terrain naturel. Le procédé s'apparente à l'allégement en tête.

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de l'ordre de 20%

Technique particulièrement adaptée au talus de déblais.

Le meilleur moyen d'améliorer la stabilité d'un déblai est de le supprimer, chose possible au niveau d'un avant-projet de tracé neuf où l'on est encore maître de la cote du projet par rapport au terrain naturel.

Souvent supprimer complètement le déblai est impossible. La solution est donc d'essayer de réduire sa hauteur H, soit:

- ✓ Par déchargement en tête (allègement en tête), si l'emprise le permet,
- ✓ Par chargement ou élévation du niveau de la plateforme en pied (butée en pied), si le profil en long l'autorise.

Si l'on ne peut pas modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente β par reprofilage. Cette solution est très efficace, cependant elle a un double inconvénient:

- ✓ Augmente les emprises, ce qui n'est pas toujours possible,

- ✓ Augmente le volume des terrassements. [15]

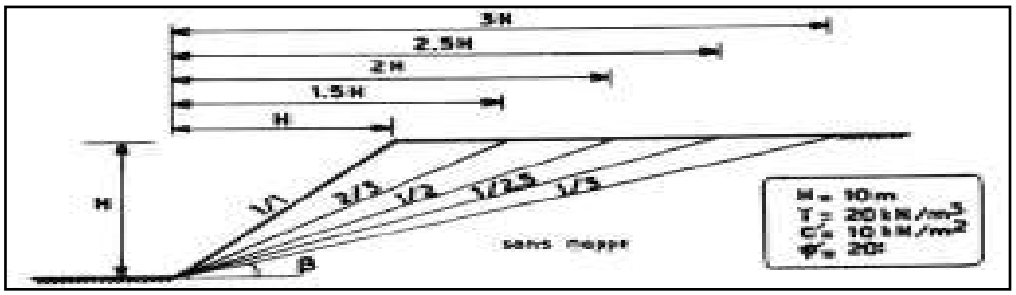


Figure II. 11. *Schéma de Reprofilage*

Si la hauteur et l'emprise sont imposées, il reste alors la possibilité éventuelle de créer une ou plusieurs risbermes ce qui revient, au plan mécanique, à faire un transfert de masses de la tête du talus, où elles sont "motrices", au pied, où elles sont" résistantes". [15]

-Substitution :

Opération qui consiste à purger partiellement ou totalement les matériaux glissés et les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Parmi les techniques de substitution on trouve:

- ✓ Les bêches;
- ✓ Les contreforts (bêches discontinues);
- ✓ Les masques;
- ✓ Les éperons (masque discontinus). [15]

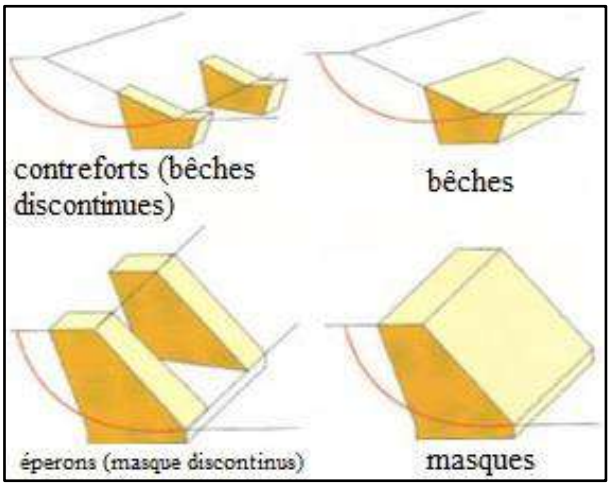


Figure II. 12. *Schémas des techniques de substitution*

-Substitution totale des matériaux glissés :

Opération qui consiste à purger la totalité des matériaux glissés et les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Dimensionnement consiste à vérifier la stabilité dans le quel on prend en considération les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place)

On cherche la surface de rupture potentielle la plus défavorable avec un coefficient de sécurité global F=1,5 [15]



Figure II. 13. *Exemple de substitution total*

La substitution totale suppose:

- ✓ La connaissance du volume de matériaux à purger à l'avance
- ✓ Une excavation plus profonde que la ligne de rupture
- ✓ Un bon accrochage entre le substratum et les matériaux d'apport (terrassement avec redans)
- ✓ Un drainage du matériau d'apport avec un exutoire
- ✓ Assurer la sécurité pendant la phase travaux et surtout s'assurer que ces derniers n'engendrent pas de nouveaux glissements par régression et de nouveaux désordres.

La stabilité des talus en phase travaux est fonction:

- ✓ Des conditions de terrassement
- ✓ Des conditions météorologiques
- ✓ Des hétérogénéités locales

Recommandations

- ✓ Terrasser par plot de faible largeur,
- ✓ Ne pas maintenir des fouilles ouvertes pendant des durées trop importantes
- ✓ Veiller à l'assainissement du chantier et le protéger contre les intempéries [15]

Exemple de stabilisation par substitution totale des matériaux glissés :

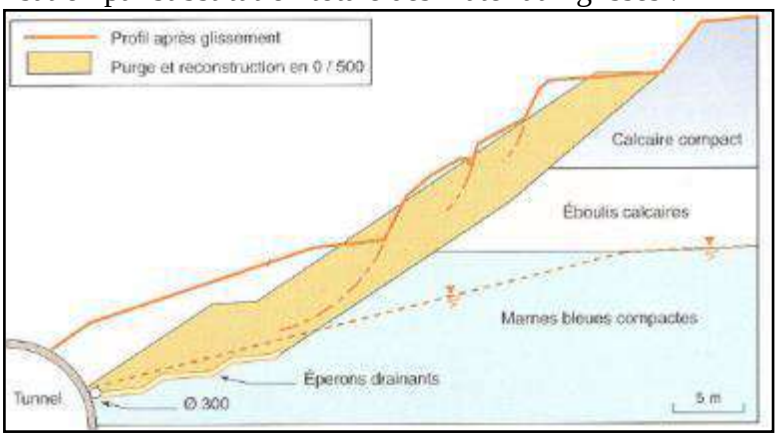


Figure II. 14. *Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay (France)*

La substitution totale est limitée par de nombreux facteurs de la réalisation de la purge

-profondeurs de purge importantes

-présence d'eau

-mauvaise tenue des matériaux

-etc.

Devant de tels cas, la substitution est limitée et le terrassement est réalisé en exécutant des contreforts, des bêches, des masques et des éperons

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse du glissement sur toute sa largeur, remblayée par des matériaux frottant et drainants. [15]

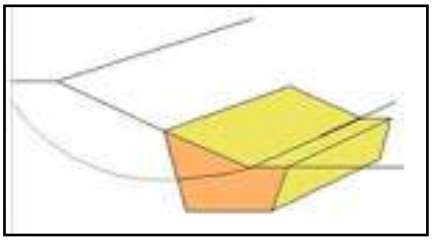


Figure II. 15. *Schéma d'une bêche*

La bêche est ancrée dans le substratum de 1 m et plus Son rôle est de reporter une partie de la charge sur le substratum.

Les dimensions courantes d'une bêche sont:

Largeur: 4 à 10 m

Profondeur: 5 à 6 m [15]

-Bêche

La bêche est dimensionnée en considérant le long de la surface de rupture, les caractéristiques mécaniques du matériau d'apport sur la longueur substituée et éventuellement, le rabattement de la nappe si un exutoire existe.

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de 20%

La bêche est particulièrement adaptée aux remblais construits sur massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5 m) [15]

Exemple stabilisation par bêche

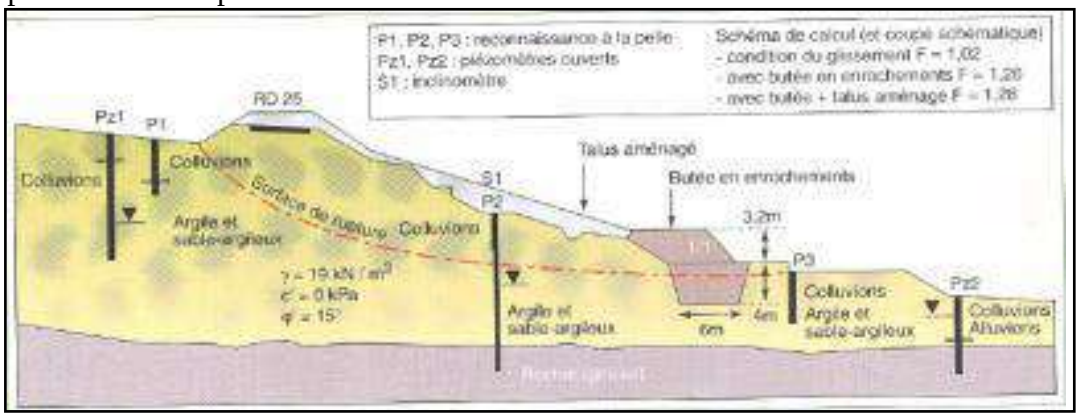


Figure II. 16. *Stabilisation par bêche du glissement de La Rochelambert (France)*

-Contreforts

Un contrefort est une bêche discontinue.

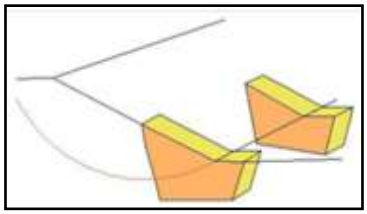


Figure II. 17. *Schéma de contrefort*

Pour assurer un exutoire, les contreforts doivent être reliés par des tranchées drainantes.

Le dimensionnement d'un ensemble de contreforts doit être optimisé en effectuant un calcul de stabilité en considérant la surface de rupture existante.

Souvent la connaissance du réseau d'écoulement entre les contreforts est difficile à connaitre avec précision, il est recommandée de retenir un coefficient de sécurité moyen, calculé par l'expression suivante de $x = \frac{ef0+df1}{e+d}$

F0: coefficient de sécurité entre contreforts;

F1: coefficient de sécurité dans l'axe d'un contrefort

e: espacement entre contreforts;

d: largeur d'un contrefort

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0de20% [15]

Exemple stabilisation par contreforts :

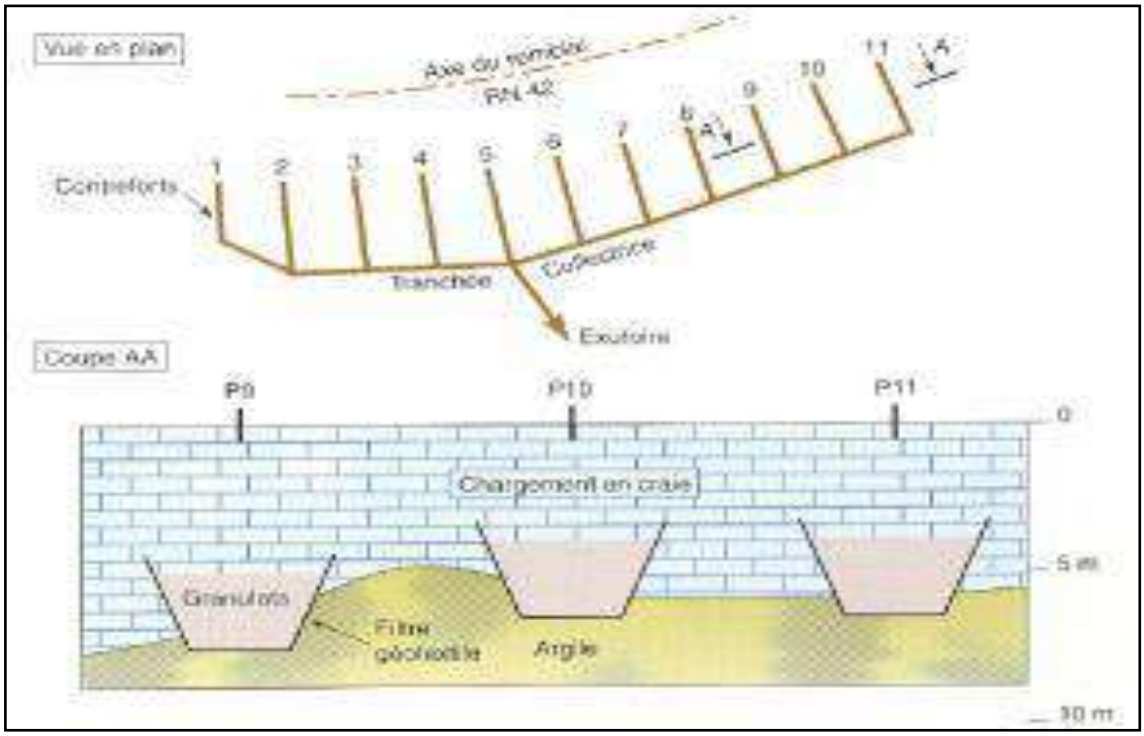


Figure II. 18. *Stabilisation par contreforts d'un remblai (France)*

-Masques drainants (poids) :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires frottant, très perméables mis en œuvre en parement de talus. [15]

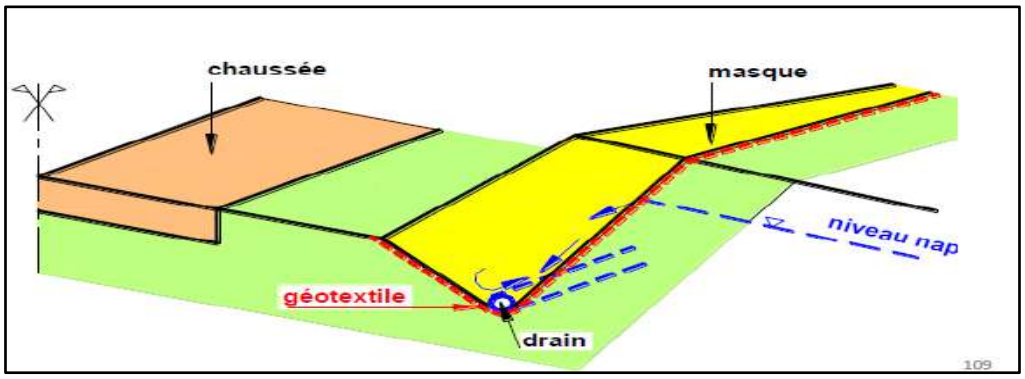


Figure II. 19. *Schéma de masque drainant*

Le masque drainant remplie deux fonctions :

✓ Annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain et rabattre la nappe

✓ Apporter un gain de stabilité.

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de 20%

Le masque drainant est:

✓ Soit intégré au profil du talus (c'est le cas le plus général)

✓ Soit hors profil

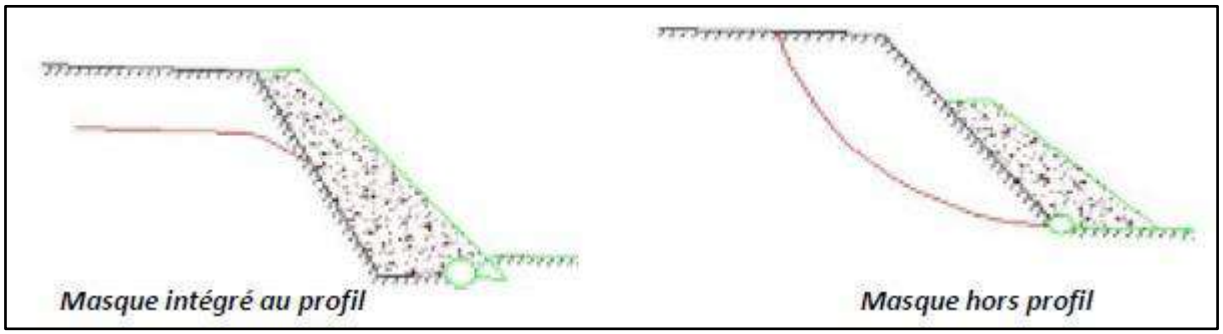


Figure II. 20. *Schéma de masque intégré au profil et hors profil*

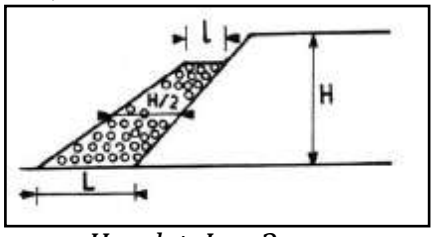
Exemple de matériaux de substitution

Matériau concassé : 0/150

Matériau propre

% de fine 80µ < 5 % ; ES >35 ; VBS < 0,1 ; D10>1 mm

Généralement, pour une meilleure efficacité, la largeur moyenne L, du masque doit être supérieure à la moitié de la hauteur H, du talus



$$\frac{H}{2} < \frac{l+L}{2} \leq \frac{3}{4}H$$

L'efficacité d'un masque drainant est très bonne s'il est bien dimensionné et qu'elle est pérenne. Son inconvénient est qu'il nécessite un surcroît de terrassement et un déblai provisoire plus raide que le déblai définitif.

On limite la hauteur généralement à environ 5 ou 6m. On peut combine masques et risbermes, si le talus est très haut (H>10m). [15]

-éperons :

Les éperons drainants sont des saignées perpendiculaires au talus, assez profondes, régulièrement espacées et remplies de matériaux drainants.

Les éperons drainants remplissent deux fonctions :

✓ Annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, drainage de zones de suintement (drainage)

✓ Apporter un gain de stabilité (mécanique).

On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F0de20% [15]



Figure II. 21. *Exemple d'éperon drainant*

Pour être efficaces, les éperons doivent entamer très profondément le talus (plusieurs mètres) et ne pas être trop espacés (d=H).

L'avantage des éperons drainants est de pouvoir être réalisés sans mettre en cause la stabilité du talus et de limiter en extension d'éventuels désordres, en jouant le rôle de pré-découpage latéral.

Ils n'ont pas la même efficacité qu'un masque continu de même section.

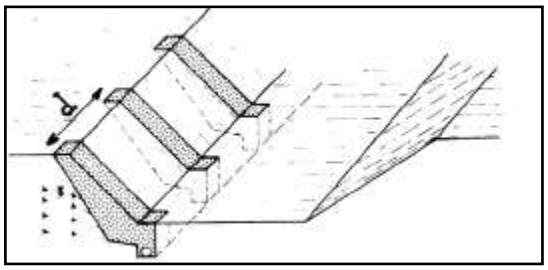


Figure II. 22. *Schéma d'éperon*

Dans le cas de sols peu perméables (k<10-6m/s), la solution éperons devient moins économique car il faut réduire l'espacement des éperons..

Exemple de matériaux de substitution

Matériau concassé : 0/150

Matériau propre

% de fine 80µ < 5 % ; ES >35 ; VBS < 0,1 ; D10 >1 mm [15]

II.2 Drainage :

L'eau est souvent un moteur déterminant dans la stabilité des pentes. Le drainage dans de telles problématiques (stabilités des talus et pentes) a pour objectif de réduire les pressions interstitielles le long de la ligne de glissement (rupture) et augmenter ainsi la résistance au cisaillement du sol.

L'opération drainage vise deux aspects fondamentaux

- ✓ Éviter l'alimentation en eau du site et de l'ouvrage (assainissement et drainage)
- ✓ Collecter et extraire l'eau présente dans le massif instable (réduire les pressions interstitielles)

L'efficacité d'un système de drainage est conditionnée par de nombreux paramètres:

- ✓ La nature et l'hétérogénéité des terrains
- ✓ La géométrie des couches aquifères
- ✓ L'anisotropie et la fissuration des sols
- ✓ Les alimentations
- ✓ Les exutoires [15]

II.2.1. Collecte des eaux de surface :

Le drainage de surface vise plutôt à éliminer toutes accumulations d'eau à la surface ainsi que l'écoulement hypodermique dans un délai raisonnable pour les plantes (moins de 24 heures).

Il a aussi comme objectifs :

• de répartir uniformément les précipitations et favoriser leurs infiltrations, pour apporter l'eau utile aux plantes,

• d'évacuer l'eau de ruissellement et hypodermique, par des pentes adéquates vers les structures hydro agricoles (réseau hydraulique), sans toutefois causer l'érosion,

• d'éliminer les petites dépressions et irrégularités de la surface du sol qui créent des zones humides néfastes aux cultures, récupérer des surfaces non productives

• causer le moins d'inconvénients aux opérations culturales et à la machinerie agricole,

• permettre l'entrée plus rapide et améliorer les conditions de récoltes au champ

• augmenter les rendements des cultures.

Les zones dépressionnaires sont des cuvettes qui recueillent l'eau des environs. Elles demeurent ainsi plus humides au printemps et lors des pluies d'été et d'automne. Elles ont pour conséquence, entre autres, de retarder la date d'entrée au champ, de diminuer les rendements et de rendre plus difficile la réalisation des récoltes tardives. Très souvent, les sols de ces cuvettes seront compactés puisqu'ils sont travaillés en conditions trop humides. Le problème original s'en trouve accru, puisque la compaction diminue la perméabilité au sol. C'est pourquoi la zone humide tend à s'agrandir.

L'observation du relief permet parfois de localiser facilement les zones de dépression. La carte topographique avec ces cotes de niveau permettra de confirmer les observations sur le terrain. Cependant, lorsque les pentes sont très faibles, il y a risque de confondre une cuvette authentique avec une zone de résurgence.

Il faut noter que contrairement au drainage souterrain, la plupart des champs requièrent de l'aménagement de surface. [16]

II.2.2. Tranchées drainantes:

Les tranchées sont des ouvrages superficiels et linéaires remplis de matériaux poreux et capables de stocker temporairement les eaux pluviales. Les tranchées recueillent les eaux de ruissellement, écrêtent les volumes et débits puis évacuent les eaux pluviales. L'évacuation des eaux se fait dans un exutoire (ex : réseau d'assainissement communautaire) dans le cas des tranchées de rétention ou dans le sol, dans le cas de tranchées par infiltration. Une tranchée peut également allier les deux modes.

Le fonctionnement est assuré par :

- La collecte des eaux par ruissellement sur la surface ou par des drains, lesquels diffusent l'eau dans toute la tranchée ;

- Le stockage temporaire des eaux dans la structure ;

- L'évacuation des eaux stockées par restitution vers un exutoire avec débit limité (tranchée de rétention) ou restitution de l'eau dans le sol (tranchée d'infiltration). [17]

Les avantages et inconvénients de cette technique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 1. *Les avantages et les inconvénients des tranchées drainant*

Les avantages	Les inconvénients
✓ Diminution des réseaux à l'aval du projet. ✓ Peu coûteux. ✓ Diminution du risque inondation par répartition des volumes et des flux. ✓ Mise en œuvre facile ✓ Bonne intégration paysagère ✓ Pas d'exutoire (tranchée d'infiltration) ✓ Alimentation de la nappe ✓ Phénomène de colmatage	✓ Entretien spécifique régulier ✓ Contrainte dans le cas d'une forte pente (cloisonnement nécessaire) ✓ Contrainte liée à l'encombrement du sous-sol ✓ Risque de pollution de la nappe (sous la tranchée d'infiltration mais risque limité si respect des prescriptions du Grand Lyon)

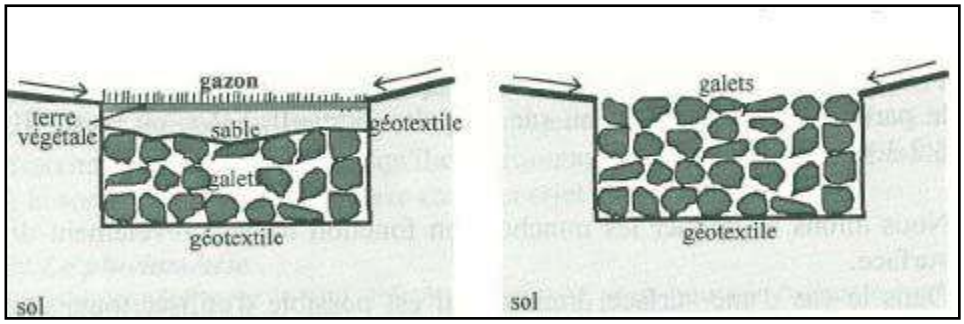


Figure II. 23. *Exemple de tranchées drainant*

II.2.3. Les drains verticaux:

L'ouvrage « Théorie et pratique des drains verticaux » (Magnan, 1983) constitue une bonne référence pour les ingénieurs géotechniciens soucieux d'étudier l'amélioration d'un sol relative à l'exécution d'un réseau de drains verticaux. En effet, les méthodes d'exécution des drains aussi bien de sable que préfabriqués y sont clairement détaillées. Dans le présent document on se limitera à quelques rappels sommaires sur ce point. Néanmoins, la comparaison entre les deux familles de drains verticaux des points de vue technique et économique nécessite de faire davantage de commentaires notamment quant à leur validité au cas étudié.

Les deux familles de drains présentent des avantages complémentaires (ou parfois atteints à des degrés différents) à savoir :

- Les drains préfabriqués sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation ;

- Les drains de sable contribuent à la réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués. [18]

A- Les Drains de sable :

On se limitera dans ce paragraphe au développement de deux points essentiels : le choix du matériau constitutif du drain et son mode d'exécution qui conditionnent fortement l'efficacité du drain pour les rôles auxquels il a été choisi [18]

B- Drains verticaux préfabriqués:

La commercialisation des géo-composites a permis notamment de mettre au point des produits, d'une part, dont le pouvoir drainant est élevé et, d'autre part, qui assurent le rôle de filtre en empêchant le transport des fines du sol à améliorer. Ce sont les deux performances à garantir lors de l'exécution d'un chantier de drains verticaux. Il s'agit bien sur des drains verticaux préfabriqués (DVP). [18]

II.2.4. Drains subhorizontaux :

Lorsque l'accès au site est difficile, le recours aux drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés

Ce sont des tubes crépines en PVC ou Aluminium (Ø50 à 80mm) mis en place par forage subhorizontal. Leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables.

Les longueurs courantes des drains sont de 30 à 100 m

Ils sont généralement mis en place par nappes, comportant chacune un ou plusieurs faisceaux de drains.

Technique pouvant être utilisée dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Dans les formations très peu perméables (sols fins), c'est une technique qui s'y prête mal car le rayon d'action des drains est très faible.

Les drains subhorizontaux peuvent drainer des versants instables dans les cas suivants:

- ✓ Nappe de versant
- ✓ Couches et poches aquifères
- ✓ Circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur)

La définition du système de drains est très empirique. Elle repose sur l'observation des débits d'exhaure, des diminutions des pressions interstitielles et des temps de réponse aux apports d'eau.

Le dimensionnement du confortement d'un glissement de terrain par drains subhorizontaux se fait en recherchant une amélioration de la sécurité ΔF/F0de30%.

Accroissement qui provient du rabattement de la nappe qui doit être vérifié en place après exécution des travaux. [15]

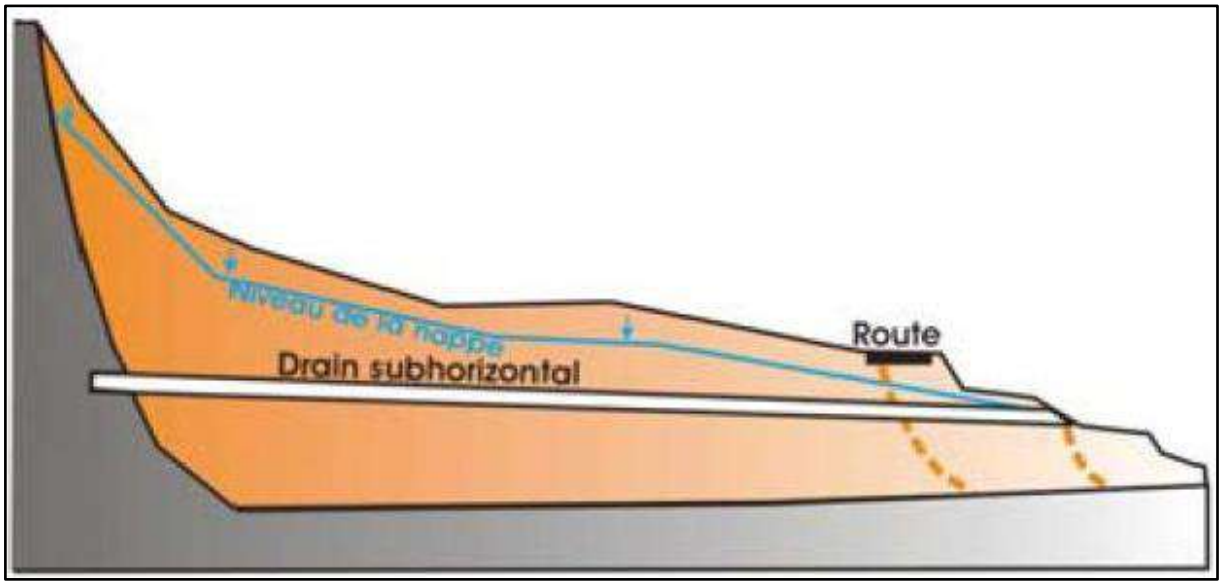


Figure II. 24. *Drain subhorizontal d'après LCPC*

II.3. Stabilisation par renforcement :

II.3.1. Le clouage des sols :

Le clouage des sols. C'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.…) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et I' effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'activé la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester

stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, et mis en place (par frottement) dans la zone résistante. La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle. Le lieu géométrique des points de traction maximale Tmax permet de séparer le massif soutenu en deux zones

1 - une zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.

2 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active. [19]

II.3.1.1. Différentes type d'utilisations :

A- La stabilisation des pentes. (Naturelles)

Le clouage des pentes consiste à solidariser par l'intermédiaire des clous, et Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé". [19]

B- Le soutènement des excavations (pentes artificielles) :

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille, les éléments Linéaires (barres, cornières, tubes.) sont mis en place horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'au cisaillement. [19]

C- Les différentes phases de la fabrication:

- **Une excavation :** Premier terrassement en général sur 1 à 2 m de hauteur (hi).

Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres.

- **Mise en place des clous :** par forage des trous de scellement. Ou Vibrofonçage et installation et coulis des clous.

- **Enfin Une couche de béton :** mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. Un treillis soudé, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par parement ou peau de confinement, Son épaisseur est faible (dix centimètres).

- **Le rôle de parement double**, d'une part, protéger la paroi contre d'éventuelles agressions, chocs, et d'autre part, reprendre l'effort de poussée appliqué par la zone active et le transférer aux clous par l'intermédiaire des têtes, en peut utiliser aussi de panneaux, Une fois les clous installés, il

convient de bourrer le vide existant entre le sol et les panneaux au moyen de mortier maigre pour garantir un bon frottement sol- peau. [19]

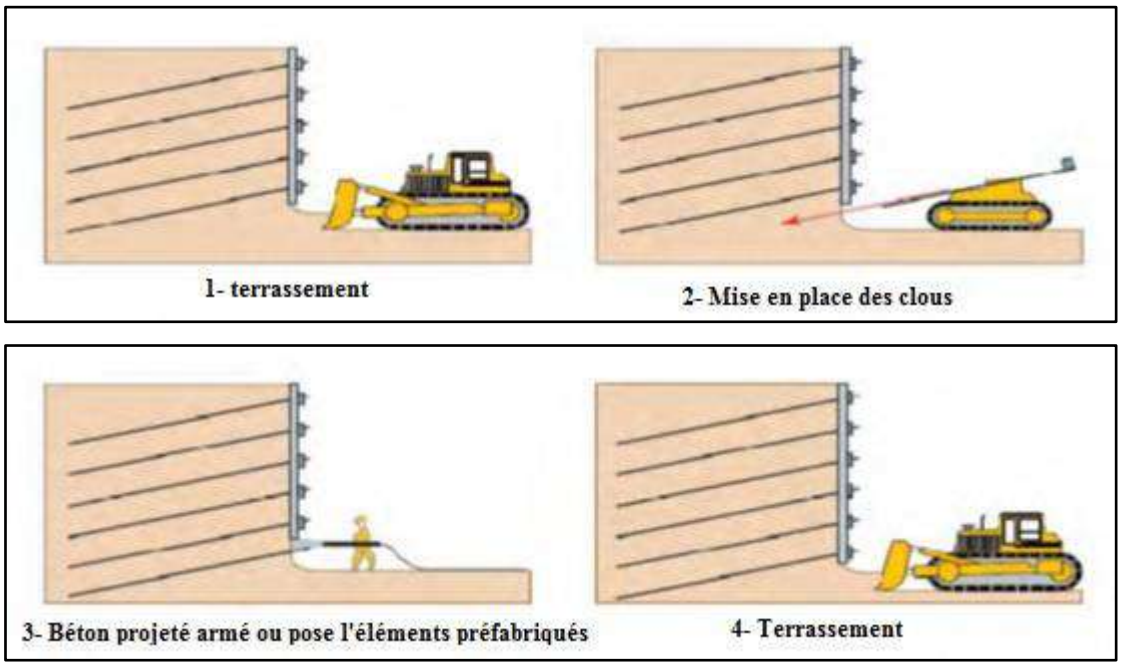


Figure II. 25. *Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les recommandations clouterre 91)*

II.3.2. Les inclusions rigides verticales :

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

✓ Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint).

L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.

✓ Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column »

(VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). La mise en œuvre des

inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité. Nous pouvons énoncer deux approches de dimensionnement des inclusions :

1. Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée (Collin et al., 2005).

2. Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique (Habib et al., 2002 ; Russel et Pierpoint, 1997 ; Rogbeck et al., 1998). Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte. [20]

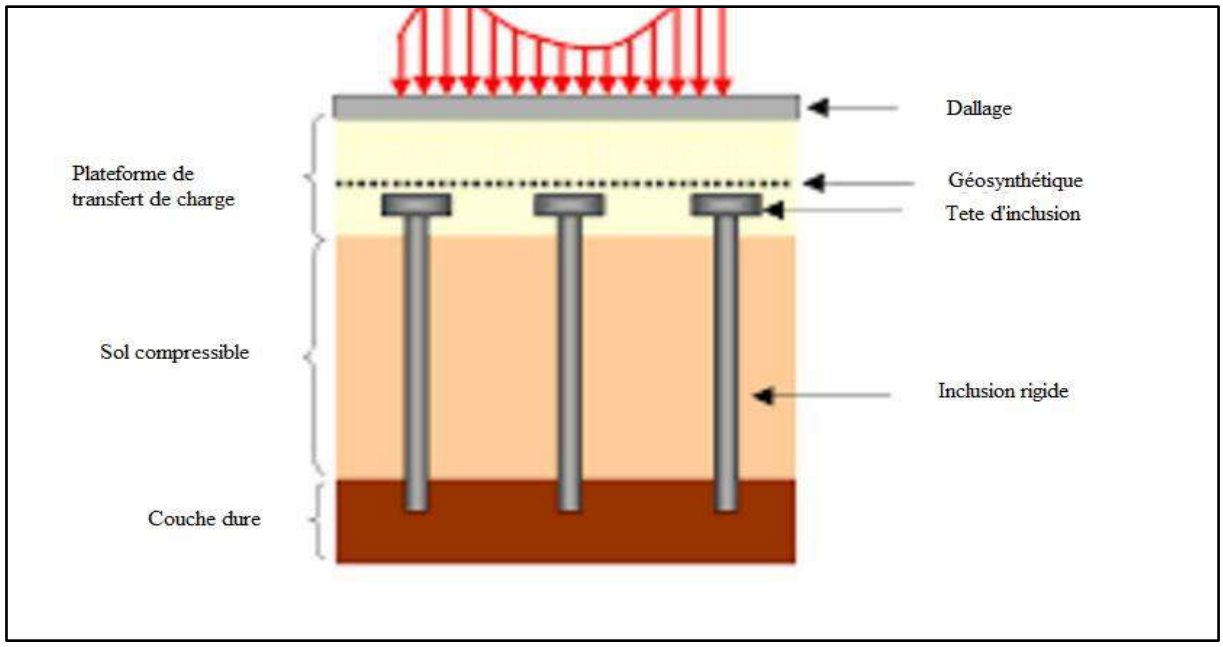


Figure II. 26. *Schéma de principe d'un renforcement par inclusion rigide verticales*

II.3.3. Tirants actifs (précontraints) :

Le but des tirants actifs est d'augmenter l'effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d'une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus.
Les tirants sont mis généralement par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

Le problème double:

- ✓ Trouver la réaction d'ancrage, car on a en général affaire à des sols meubles peu propres à la précontrainte,
- ✓ Répartir l'effort sur le parement du talus, ce qui se fait, soit au moyen d'un soutènement en béton armé, soit à l'aide d'un maillage de longrines.

On vérifie que le sol n'atteint pas l'état de butée, au quel cas il y aura plastification du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages Il est judicieux de prévoir un suivi des déformations du terrain par dispositifs adéquats. Technique non recommandée en première solution Technique limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé.

Technique mal adaptée à la configuration des glissements de versants naturels lorsqu'elle est associée à des rideaux (palplanches, parois moulé) à cause des modifications apportés au champ des écoulements hydrauliques.

Le dimensionnement du confortement d'un glissement de terrain par des tirants d'ancrage actifs se fait en recherchant une amélioration de la sécurité ΔF/F0de20% au minimum.

Signalons qu'il n'y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration. [21]

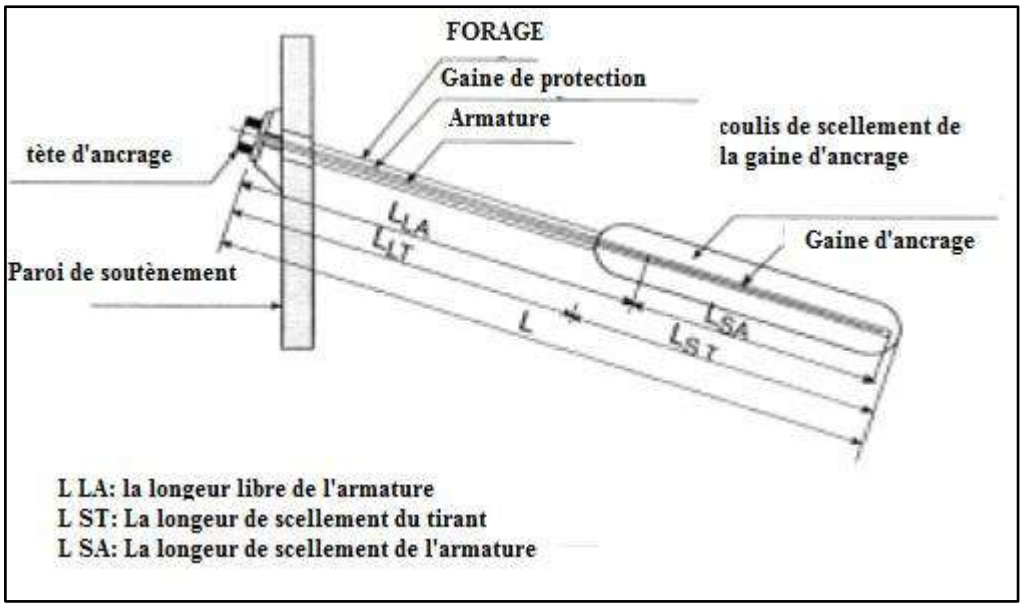


Figure II. 27. *Schéma d'un tirant dont l'armature est scellée dans une gaine elle-même scellée dans le sol*

II.3.4. Micro-pieux :

Le principe de cette méthode consiste à placer dans un échantillon de sable des micro-pieux en sable compacté (Sand Piles Compaction) (Akiyoshi et al, 1993). Actuellement, elle est très utilisée dans de nombreux projet de construction. Cette méthode est appelée à augmenter la résistance à la liquéfaction des dépôts de sables très lâches par augmentation de leur densité et amélioration du squelette du sable. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre des micro-pieux (SCP) seront déterminés de façon à dissiper la surpression interstitielle lors de passage d'un séisme. [21]

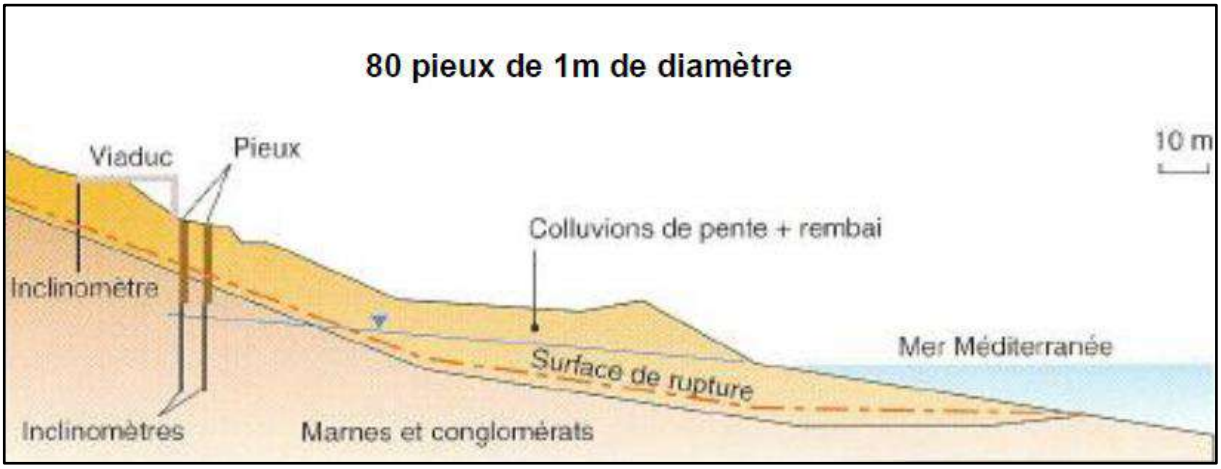


Figure II. 28. *Exemple des micro-pieux*

II.3.5. Renforcement par les murs de soutènement :

Un mur de soutènement est un ouvrage qui vise à retenir une certaine quantité de terre. Ce type de mur a plusieurs utilisations dont la plus courante est la réalisation de terrasses et de barrages de terre en terrains inclinés.

-Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui ci intervient doublement :

- ✓ Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage.
- ✓ L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

-Les différentes techniques de soutènement sont les suivantes :

- ✓ Mur poids : Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement à la poussée des terres qui tend à le renverser. La poussée des terres est minimale au sommet du mur et croît avec la profondeur en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base. Les matériaux de base utilisés pour ce type de mur peuvent être la pierre ou le béton armé.
- ✓ Les parois ancrées : Elles sont formées d'éléments verticaux (pieux, planches ou tubes) liés entre eux par différents procédés et constituant l'écran du mur. La paroi ancrée est peu épaisse et s'oppose à la poussée du sol par des tirants, le plus souvent en acier, ancrés dans le sol retenu.

Nous détaillerons dans la suite trois technologies de construction de murs de soutènement qui sont celles sur lesquelles la comparaison va s'effectuer dans la suite de l'étude : les murs en pierre sèche, les murs en gabion et les murs en béton. [22]

Il existe plusieurs types d'ouvrages de soutènement, on peut les classés en utilisant différents critères. Selon leur fonctionnement on les classes comme suit:

II.3.5.1. Murs de soutènement en pierres sèches :

Les techniques de construction des murs de soutènement en pierres sèches sont universelles : bien que quasiment absentes de toute littérature, on les retrouve aux quatre coins de la planète (France, Japon, Portugal…). Ces murs présentent a priori l'avantage de répondre parfaitement à toutes les exigences techniques et environnementales. A l'épreuve du temps, ils peuvent être construits avec des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux « in situ ». Cet approvisionnement local en matières premières, allié à une technique facile à mettre en œuvre, permet une construction respectueuse de l'environnement, sur tout type

de terrain. C'est une technique artisanale, qui s'appuie sur le savoir-faire et l'expérience des bâtisseurs : le dimensionnement du mur et la méthode de construction sont laissés à l'appréciation de celui-ci. Même si certains principes sont fondamentaux pour la construction en pierre sèche, il n'existe pas de règle ou de norme à ce sujet. [22]

Un mur en pierre sèche comporte généralement les cinq parties principales suivantes :

1- Le socle (ou fondation) : C'est le premier lit de pierre du mur sur lequel ce dernier va reposer.

Le socle peut soit s'inscrire dans le prolongement du parement, soit ressortir en saillie par rapport au parement ; on parle alors d'empattement. Les pierres de socle ou d'assise sont des pierres solides de grande taille (*pierres cyclopéennes*) qui vont garnir le fond de la fouille et sont destinées à supporter le poids du mur. [22]

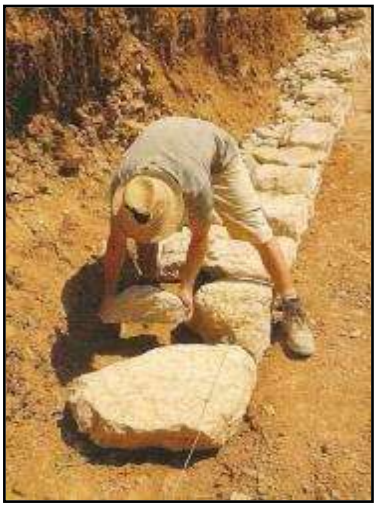


Figure II. 29. *Pose des pierres de socle*

2- Le parement extérieur : C'est la face visible du mur, que le bâtisseur en pierre sèche aura pris soin de travailler en soignant l'alignement.

3- Le parement intérieur : C'est la face non visible du mur, celle sur laquelle la poussée du sol de remblai vient s'appliquer. Les pierres de bâti, utilisées pour la construction des parements intérieur et extérieur, sont les modules qui constituent la trame du mur et assurent sa bonne tenue.

4- Le drain: Est constitué de débris ou de cailloutis de petit calibre, souvent les restes inutilisables issus du démontage d'anciens murs, qui servent au remplissage de l'arrière de l'ouvrage. Elles protègent le parement de l'envahissement progressif par les terres et jouent le rôle de premier filtre entre le talus et le mur, permettant ainsi l'écoulement des eaux de pluies.

5 - Le couronnement (ou arasement) : C'est le dernier lit de pierre posé sur le mur. Il a pour rôle de bloquer les petites pierres de la cime du mur et de prévenir ainsi contre la dégradation des parties supérieures de l'ouvrage qui pourraient se propager à l'ouvrage entier.[22]

II.3.5.2. Murs de soutènement en gabions :

Les premiers gabions sont apparus en Chine ou en Egypte. Il s'agissait de corbeilles obtenues par tressage d'osier, remplies de pierres et de terre et destinées à protéger les berges de l'érosion. Comme pour les murs en pierres sèches, ces murs semblent remplir toutes les exigences techniques et environnementales. Leur mise en œuvre est rapide, utilisant des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux in situ et donc de diminuer sensiblement l'impact environnemental. [22]

Réalisation d'un mur de soutènement en gabions

Un gabion désigne une cage, faite de solides fils d'acier et qui est remplie de pierres. Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement.

Il existe deux types de grillage de gabions :

1- Les gabions à double torsion, à mailles hexagonales, qui sont obtenus par tissage de fils métalliques de petits diamètres.

2- Les gabions électro soudés, à maille carrée ou rectangulaire, qui sont obtenus par soudage électrique de barrettes d'acier. Ce type de gabion possède une meilleure tenue et une très bonne rigidité. Ils sont plus faciles à mettre en œuvre, leur finition est meilleure, plus soignée. De plus, ils sont facilement récupérables et recyclables.

Les matériaux de remplissage des gabions sont des matériaux pierreux ayant la plus haute densité possible, de forme homogène, non évolutifs et insensibles au gel. Du béton concassé peut aussi être employé. La dimension des pierres est limitée à 250 mm.

Le remplissage des gabions peut être réalisé selon deux techniques :

1- Soit les gabions sont montés à part, remplis, fermés, puis disposés à leur place à l'aide d'une grue.

2- Soit les gabions sont installés déjà à leur place finale, puis remplis et fermés.

Cette deuxième solution est beaucoup plus efficace, car elle ne nécessite pas de grue, et évite le doublage des côtés et des bases. [22]

II.3.5.3. Murs de soutènement en béton armé ou encastré sur semelle (cantilever):

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. C'est le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle de largeur plus faible.

Les murs de soutènement en béton armé sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage à l'arrière du voile auquel est associé un système d'évacuation des eaux (barbacanes généralement), lorsqu'ils ne sont pas prévus pour maintenir un niveau d'eau à l'amont. Ces murs sont construits par plots de 15 à 30 m de longueur (murs coulés en place). L'eau constitue un véritable danger pour la stabilité de l'ouvrage : l'évacuer est donc une priorité.

Les variantes d'exécution, plus couramment employées lorsque la hauteur de l'ouvrage n'est pas trop importante, portent essentiellement sur le recours à la préfabrication. Celle-ci peut concerner le parement du voile (coffrage intégré à l'ouvrage définitif), le voile lui-même ou encore l'ensemble du mur, semelle comprise (pour les hauteurs qui n'excèdent pas 6 mètres). [22]

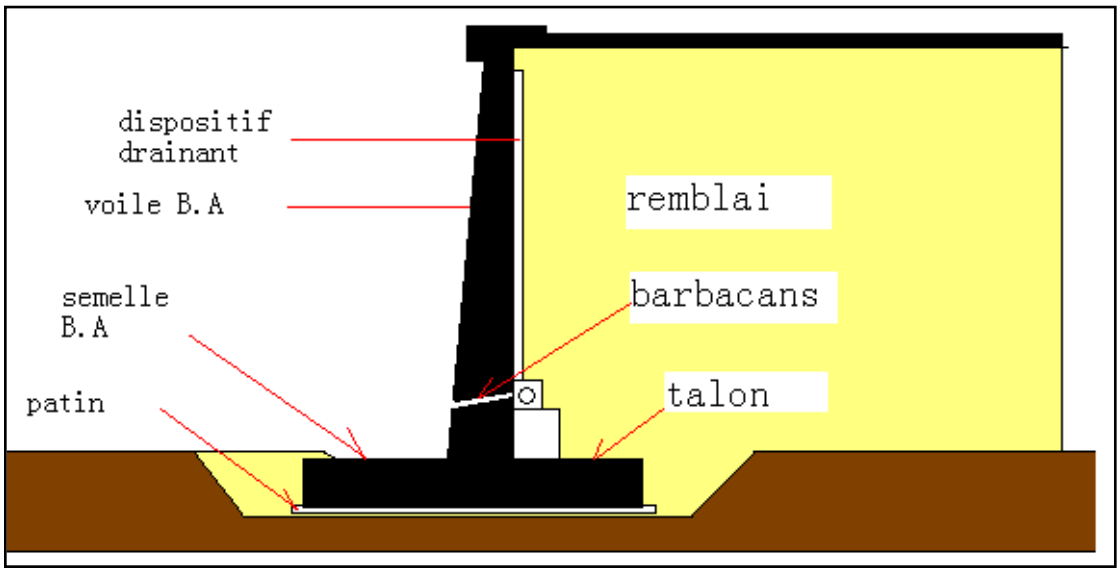


Figure II. 30. *Eléments d'un mur en L*

II.3.5.4. Rideaux de palplanches :

Les palplanches sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ou vérinage. Conçues

pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées. Pour des hauteurs moyennes à fortes, et d'une manière plus générale lorsque les efforts qui sollicitent le rideau sont importants ou qu'il est impératif de limiter ses déplacements, l'ouvrage peut comprendre alors un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage passifs, de tirants d'ancrage précontraints, ou même de butons (essentiellement pour les ouvrages provisoires). Le rideau est alors dit ancré ou butonné.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique]. C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrages provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènements de rives et protections de berges. L'ouvrages qu'il est possible de réaliser à l'aide de rideaux de palplanches métalliques dépend de nombreux autres facteurs, et en particulier du type d'ouvrage concerné.

II.3.5.5. Mur en Terre Armée :

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement. L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont. Ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage. [23]

Les différents types des parements :

Les parements mis en œuvre pour des ouvrages en sol renforcé sont très nombreux. On peut citer par exemple :

1- Panneaux de pleine hauteur

Ces panneaux sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur est de 100 à 200 mm. [23]



Figure II. 31. *Panneaux de pleine hauteur*

2- Panneaux de hauteur partielle (écailles préfabriqués en béton) :

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton ces panneaux, leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction.

Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes. [23]



Figure II. 32. *Exemple de panneaux de hauteur partielle (écailles préfabriqués en béton)*

Il existe aussi autres types des panneaux comme :

A- Panneaux inclinés : sont des éléments inclinés en béton préfabriqué, munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté.

B- Jardinières : sont des éléments préfabriqués en béton généralement constitués d.une dalle inclinée soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté.

Parement cellulaire

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires Les éléments cellulaires du parement protègent les géosynthétiques des rayons U.V., retiennent le remblai adjacent à la face et servent de coffrage à la construction. Les cellules peuvent être pleines ou creuses. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Cette technique est la plus utilisée notamment pour la construction de fausses culées et le raidissement des talus autoroutiers. [23]



Figure II. 33. *Exemple de parement cellulaire*

Parement treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu. Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés

pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du coté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers. [23]



Figure II. 34. *Exemple de parement treillis soudé en acier*

Parement face enveloppée

Le remblai est renforcé par des nappes de géotextiles ou de géogrilles, formant également la face du mur. La protection des géotextiles contre les rayons U.V. de la face du mur est assurée par des couvertures spéciales, des parements construits devant la face enveloppée ou par des terres végétales sable. [23]



Figure II. 35. *Exemple de parement face enveloppée*

Parement en Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques [23]



Figure II. 36. *Exemple de parement en pneus*

Chapitre III : SITUATION DU SITE

I. Introduction :

Ce chapitre est réservé à l'étudie des différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques). Il constituent la première phase de l'étude de reconnaissance du site et nous permet de passer à la 2em phase de l'étude qui est l'analyse des caractéristiques géotechniques et qui permet d'expliquer les causes des glissements.

II. Généralité :

Ce projet est situé à 2km a le sud de la ville d'Ouzera, wilaya de MEDEA, entre PK30＋610 ~ PK33＋800, autoroute cheffa-berrouaghia avec une longueur de 3190m. Le profile en long ou bien le trace de la route passe par des déblais, des remblais, avec la section courante est aussi inclus dans cette section.

Tableau III. 1. *Aperçu général du tracé*

N0	Section	Position	Longueur（m）
1	PK33+100-PK33+500	Gauche	449.161

Tableau III. 2. *Aperçu général*

N0	PK	Type	Longueur（m）	Hauteur maximale au niveau de l'axe（m）	Hauteur maximale au niveau du côté gauche（m）	Hauteur maximale au niveau du côté droit（m）
1	PK33+130 ~ PK33+260 D	Déblai	130	4.4		11.9
2	PK33+130 ~ PK33+260 G	Remblai	130	4.4	19.3	
3	PK33+260 ~ PK33+500 D	Déblai	240	5.2		11.5
4	PK33+260 ~ PK33+500 G	Remblai	240	5.2	24	
5	PK33+500 ~ PK33+730	Déblai	230	10.3	5	31.5

6	PK33+730 ~ PK33+800 D	Déblai	70	4		19.7
7	PK33+730 ~ PK33+800 G	Remblai	70	4	8.6	

III. Géologie :

D'après les données des cartes géologiques de la région de Médéa et de Berrouaghia nous pouvons déduire que la grande majorité des terrains du territoire communal sont représentés, essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires en discordance sur un substratum d'âge crétacé. [24]

- **Marnes argileuses: Dans la Partie centrale de la commune de Benchicao**

Elles sont de couleur grise bleuâtre et forment l'assise moyenne de l'étage Helvétien, constante dans la région, avec une épaisseur qui varie de 100 à 250m. Ces argiles, sont très déliquescentes et constituent un sol très instable. Elles sont parfois intercalées de petits lits de grès friables, renfermant des moules de bivalves. [24]

- **Grès inférieurs :**

Ils sont sableux, intercalés de poudingues, principalement sur les bords du bassin. Cette assise dont l'épaisseur est extrêmement variable, atteint 80 à 100m dans les parties centrales et au Sud. Elle se réduit à quelques bancs au Nord-Ouest. Ces grès intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment, en quelques points, la base de l'étage Helvétien. Ces assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques, en des points très rapprochés. [24]

- **Marnes argileuses: Dans la partie Nord et Sud-ouest de la commune de Benchicao**

Elles sont d'âge Helvétien inférieur, absolument semblables à celles de l'assise, auxquelles elles se relient directement par la réduction des grès. L'épaisseur maximale de cette assise atteint plus de 100m. [24]

- **Albien : Dans la partie Sud de la commune de Benchicao**

Série détritique + calcaires récitals.

(Argiles grises ou noires, intercalées de quartzites)

Il se caractérise par une formation de marne franche, alternée, par endroits de calcaires. Ce sont des bancs décimétriques de marne compacte, brunâtre à la patine et grisâtre à la cassure, avec la présence de couches marneuses grisâtres feuilletées. [24]

En conclusion le territoire de la commune de Benchicao présente en général une formation de nature miocène inférieur constitué de grés friables, leur épaisseur varie entre 80 et 100 m, repose une formation marneuse grison épaisseur varie entre 300 à 800 m. [24]

IV. Relief, géomorphologie et effet de la mauvaise géologie :

Le terrain est vallonné par des collines et vallées, avec des ravins développes et une pente naturelle de 10° à 40°.

L'altitude minimale sur l'axe est de 965m, et l'altitude maximale de 1111m, la section routière se trouve dans une unité géomorphologique des montagnes moyennes et basses, voir photo 1

Sur la RN01, il existe des altérations et chutes sur le talus marneux, et de petits éboulements locaux ; par analogie, il y aura de tels problèmes sur le talus marneux du présent projet, ce qui induit à des conditions géologiques défavorable.



Figure III. 1. *Paysage de montagne*

V. Formations lithologiques :

On rencontre des affleurements de marne et grès du Miocène, la direction et le pendage est 295°∠30° (l'inclinaison et l'angle globaux) le recouvrement superficiel est composé d'argiles peu plastiques et de sable fin argileux du quaternaire. Lors de notre investigation géologique et géotechnique, on n'a pas trouvé des signes de faille.

Tableau III. 3. *Lithologie des formations principales de la région de ben chekaw*

N0 de couche	Nom géotechnique	code	Épaisseur（m）	Couleur	statut	Description
①	Remblai artificiel	TR	2-3	Bistre	—	Ce sont des remblais de plate-forme et des déchets de RN01, les composants principaux sont des cailloux et des argiles peu plastiques .
②	Sable fin et argileux	SA	2	Jaune brunâtre	Dense	Le taux d'argile est élevé, les carottes sont sous forme de colonne
③	Argiles peu plastiques	AP	2-10	Brun jaunâtre	Très ferme ~dure	Bonne homogénéité, très ferme ~dure
④	Grès fortement altérée	RG	non expose	Brun jaunâtre	Mou	Roche molle, la couche altérée est épaisse, la carotte est sous forme de colonne
⑤	Marne	RM	non expose	Jaune brunâtre	Mou	Caractéristiques physiques et mécaniques relativement médiocres. Cette couche est dominante dans le plateau de MEDEA. Inclinaison et angle 295 ° ∠30°. EntrePK32+200-PK33+800, marne contenant trop de grès massives

L'épaisseur de remblai de plate-forme de RN01 est de de 2m a 3m, le recouvrement superficiel de 2m à 3m d'épaisseur est principalement composé par une argile peu plastique, suivie du grès et de la marne fortement altérée sous-jacent... l'inclinaison et l'angle globaux sont 295°∠30°.



Figure III. 2. *Reconnaissance en place*



Figure III. 3. *Carottes de la marne*



Figure III. 4. *Couche d'une argile peu plastique*

VI. Hydrologie et Hydrogéologie :

Eaux de surface: dans la zone d'étude, les ravins sont développés, généralement il n'existe pas d'eau de surface, mais des ruissellements pendant la période pluvieuse, c'est facile de trouver des collections des eaux provisoires sur les surfaces basses après la pluie.

Le sol en surface possède une mauvaise perméabilité, due à la formation argileuse, l'eau s'infiltre à travers les fissures, ce qui engendre une altération de la roche marneuse sous-jacente, et diminuer sa résistance mécanique.

Eaux souterraines : d'après le résultat de S31-04、S31-05、S31-06、S31-07, on a constaté que les niveaux de la nappe sont de 8.50m、11.80m、15.70m、8.40m respectivement, ces eaux

passent à travers les diaclases de la roche. Entre PK32+200-PK33+800, marne contenant trop de grés massives.

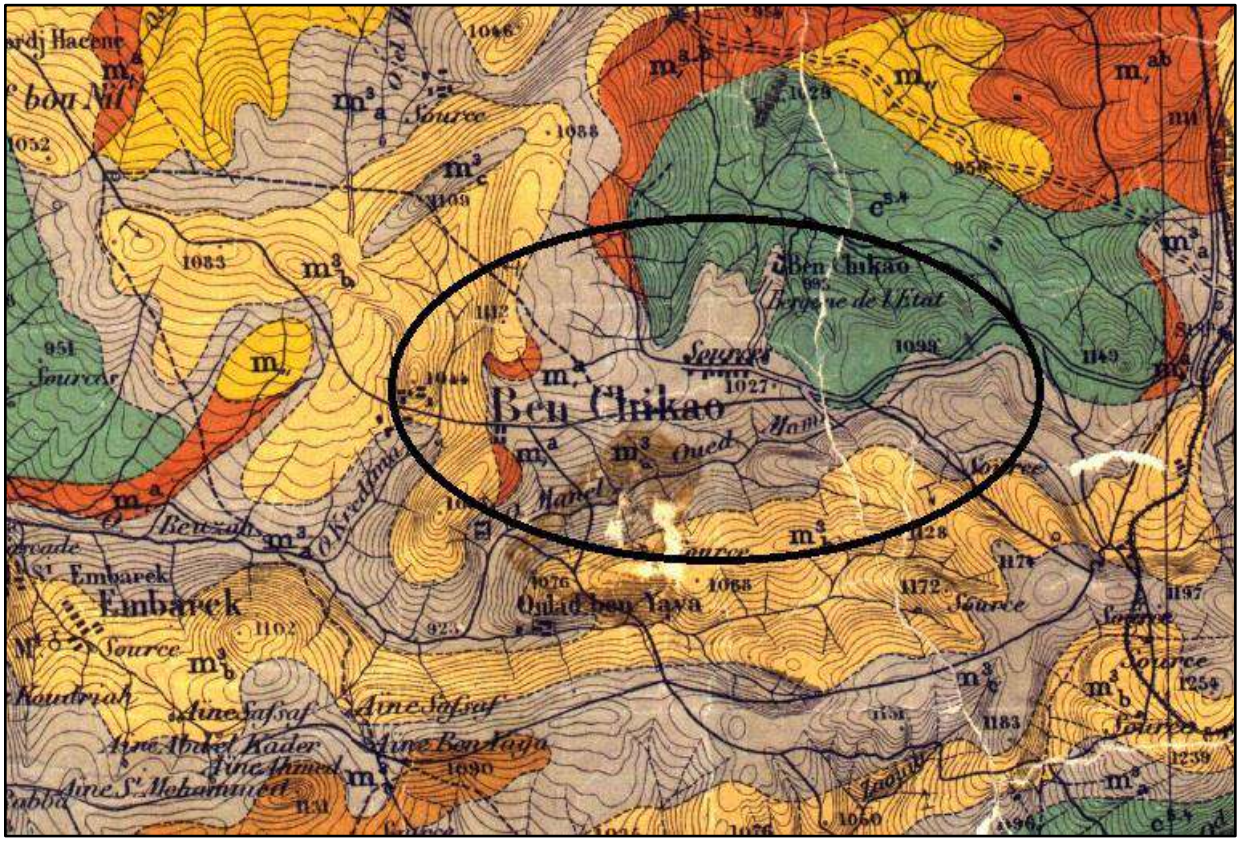


Figure III. 5. *Carte Hydrogéologique*

Tableau III. 4. *Les coordonnée et le débit des sources*

N°	Coordonnée		Débit（l/s）
	X(m)	Y(m)	
Source 1	488363.4980	4009900.7890	0.05
Source 2	487915.1823	4009946.1343	≤0,02
Source 3	487998.4499	4009931.4290	≤0,02
Source 4	488098.3608	4009924.8442	≤0,02
Source 5	488222.7392	4009924.2385	≤0,02
Source 6	488443.1949	4009836.4875	≤0,02
Source 7	488690.2564	4009318.6979	≤0,02
Source 8	488695.3419	4009277.2297	≤0,02



Figure III. 6. *Photo de source 01*

VII. Climat et végétation :

La commune de Benchicao appartient à l'étage bioclimatique subhumide avec des Hivers froids et des Etés chauds.

Malgré la proximité de la mer, l'effet de continentalité se fait ressentir dans la région.

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 800mm.

La neige, le gel sont des agents climatiques qui caractérisent le climat de la région. Ils ont parfois des effets néfastes sur l'agriculture, la mécanique des sols et les infrastructures.

La moyenne des températures entre les mois les plus froids et les mois les plus chauds varie entre 4.6° et 24,6°. [24]

- **Les précipitations :**

  Elles se caractérisent par leurs intensités et leur irrégularité, le volume moyen annuel de précipitations varie de 600 à 800 mm/an;

- **Les températures :**

  Benchicao se démarque des autres zones, l'altitude joue ici un rôle alternant les températures augment à partir du mois de Février pour atteindre le maximum en juillet 25,6° et régressent à partir du mois de Décembre pour atteindre le minimum 4,6° au mois de janvier.

- **La grêle :**

Benchicao enregistre 08 jours de grêle concentrés en Mars et Avril.

- **Les vents :**

Les plus dominant sont Ouest et Nord-ouest en hiver et Nord et Nord-est en été.

- **L'enneigement :**

Touche également cette zone et persiste environ 20 jours sur les hauteurs, le nombre de jours de neige est de 22,6.

- **La gelée :**

Reste un phénomène destructif notamment pour l'agriculture, touche Benchicao avec une moyenne annuelle de 20,3 jours/An.

VIII. Types de lieux et zonage sismique :

Le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrage d'art algérien (R P O A) établi des règles qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, et pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans la région d'étude, ces règles divisent le territoire Algérien en (04) zones sismiques :

Zone 0 : Zone à sismicité négligeable.

Zone I : Zone à sismicité faible.

Zone IIa : Zone à sismicité moyenne.

Zone IIb : Zone à sismicité élevée.

Zone III : Zone à forte sismicité.

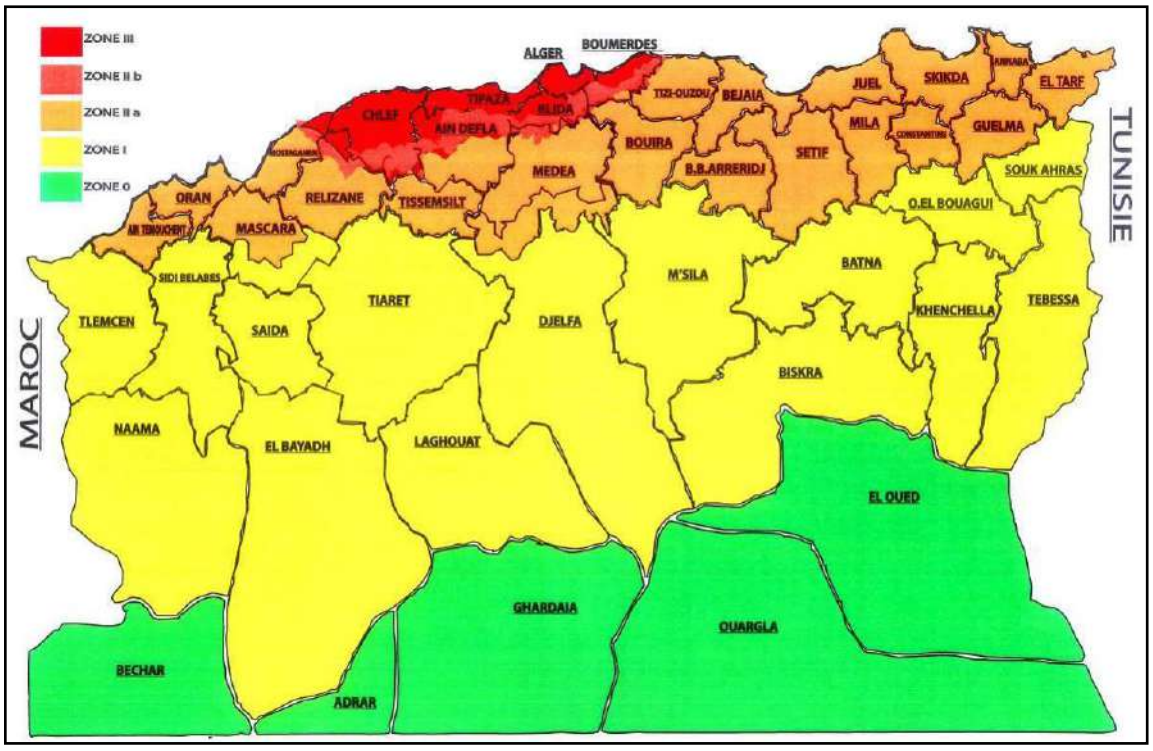


Figure III. 7. *Carte de zonage sismique du territoire national– RPOA 2008*

Tableau III. 5. *Les coefficients d'accélération de zone selon le RPOA 2008*

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

IX. Planning des essais géotechniques :

Dans cette phase, nous avons utilisé quatre (04) sondeuses, un (01) pression mètre et on a réalisé vingt (20) sondages, dix-sept (17) puits de reconnaissances, deux (02) sondages pression métrique, trois (03) pénétromètres dynamiques. On a aussi utilisé les données géotechniques des cinq (05) puits de reconnaissance qui ont été réalisés pendant la phase d'APD suivi par une enquête géotechnique, soixante (60) échantillons sont prélèves faisant l'objet d'essais physiques et mécaniques et des essais des matériaux au laboratoire ;

X. Analyse des caractéristiques géotechniques :

X.1. Paramètres de calcul d'étude recommandée :

Tableau III. 6. *Les paramètres de calcul d'étude recommandée*

N0 de couche	Symbole Lithologique	γh(g/cm3)	C(kPa)	ϕ(°)	Classe d'excavation		GTR
①	TR	2.00	25	15.0	Ⅰ	déblai meuble	A2h
②	SA	1.94	5	25.0	Ⅰ	déblai meuble	B5
③	AP	1.98	30	17.5	Ⅰ	déblai meuble	A2, A2h A2m, A2s A2th
④	RG	2.30	80	28.0	Ⅱ	Déblais semi dur	R43
⑤	RM	2.10	60	21.0	Ⅰ	déblai meuble	A1, A2, A2s, A2m, A2h, A3s, A3m, A3h

XI. Caractéristiques du glissement :

XI.1. Résumé sur le glissement :

En aout 2014, après l'excavation du talus, il y avait deux petits glissements de terrain, voir le tableau ci-dessous, on a changé la pente (de 1: 1,5 a 1: 2,0); Apres la saison des pluies, de novembre 2014 jusqu'à avril 2015, il y a eu plusieurs déplacements et déformations avec des dimensions variées sur la surface de talus, les déformations du talus ont eu lieu dans la couverture quaternaire, mais le glissement de terrain H1 originale se développe en amont de la pente, et forme un glissement de terrain avec une largeur de 40m, une longueur de 130m et une épaisseur variant de 2.50m à 4.50m.

Tableau III. 7. *Synoptique du glissement*

N0	PK	Lithologique	Longue (m)	Large (m)	Épaisseur (m)	Volume de terrassement (m3)	Déplacement horizontal (m)	Déplacement vertical (cm)

H1	PK33+025-PK33+115	Marne	30	80	5-8	4000	≤0.2	10
H2	PK33+138-PK33+178	Marne	25	40	5	1600	≤0.5	30
H3	PK32+513-PK32+576	Argile peu plastique	55	40	2	3000	≤0.5	20
H4	PK33+150-PK33+175	Argile peu plastique	8	20	1	100	≤0.2	10
H5	PK33+182-PK33+210	Argile peu plastique	10	24	1	150	≤0.2	10
H6	PK33+420-PK33+500	Argile peu plastique	20	55	1	700	≤0.2	10
H7	PK33+555-PK33+576	Argile peu plastique	8	20	1	100	≤0.2	10
H8	PK33+680-PK33+758	Argile peu plastique	25	45	2	1500	≤0.2	20
H9	PK33+778-PK33+816	Argile peu plastique	20	25	2	650	≤0.2	20

Tableau III. 8. *Les solutions proposées*

N_0	Solution proposée
H1	Déjà purgé
H2	Déjà purgé
H3	La pose d'un masque poids drainant est suggérée.
H4	La pose d'un masque poids drainant est suggérée..
H5	La pose d'un masque poids drainant est suggérée.
H6	La pose d'un masque poids drainant est suggérée..
H7	La pose d'un masque poids drainant est suggérée..

H8	La pose d'un masque poids drainant est suggérée..
H9	La pose d'un masque poids drainant est suggérée..



Figure III. 8. *Photo de H1*

Tableau III. 9. *Tableau réunis de quantité des travaux d'investigation géotechnique*

	No sondage	PK et distance	Un sondage catégorie	Coordonnée		Altitude (m)	Profondeur de sondage (m)
				X(m)	Y(m)		
Sondage en place	GZK33-01	PK33+059.50D65.20m	S	488471.459	4009683.902	1122.31	14.00
	GZK33-02	PK33+079.30D103.00m	S	488489.404	4009726.508	1107.32	20.00
	GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	S	488504.212	4009764.946	1096.40	16.00
Essais au laboratoire	Types d'essai		Nombre (groupe)				
	Identification physique		13				
	Essais mécaniques		10				

Remarque：P : Puits ; G : gauche ; D : droite ; S : sondage;

XI.2. Caractéristiques des formations du glissement :

On a déterminé le périmètre du glissement, la zone frontale du glissement se situe dans la première couche, à5m en aval de GZK33-02, les déformations sont petites en amont, le corps du glissement relativement complet, les fissures sont rares, le déplacement relatif inférieure à

0,30 m ; tandis que la face du talus en aval est couverte de fissures, le corps du glissement est très fissuré, la limite du glissement a une déformation relative d'environ 2,50 m.



Tableau III. 10. *Photo panoramique de glissement*



Figure III. 9. *Le pied de glissement*

XI.3. Eaux souterraines :

Au cours de prospection géotechnique on a constaté des eaux souterraines dans trois forages: GZK33-01 au niveau de 2.30m, GZK33-02 au niveau de 3.20m et GZK33-03 au niveau de 4.20m, combinant avec les résultats des essais de teneur en eau du sol, il n'y a pas d'infiltrations importantes, un jugement global

XI.4. Détermination de la surface de rupture du glissement :

Pour déterminer la surface de rupture de glissement, on utilise quelques méthodes d'analyse géotechnique : d'abord, on examine la structure lithologique, A première vue on constate l'existence d'argile peu plastique au-dessus de la surface de glissement et on remarque que la

couche de marne est stable. Selon les résultats des essais effectués, la valeur maximale de la teneur en eau se trouve dans une partie entre la marne et la nappe phréatique (Argile peu plastique) ; pour le sondage GZK33-03. En conséquence, les profondeurs de la surface de rupture du glissement sont déterminées et transcrit dans le tableau suivant:

Tableau III. 11. *Les profondeurs de la surface de rupture du glissement*

N° sondage	Profondeur（m）	Profondeur tète de marne	Niveau de l'eau（m）	Profondeur Wmax%	Résultat inclinomètrique（m）	Profondeur surface du rupture（m）
GZK33-01	14.00	2.50	2.30	2.50		2.50
GZK33-02	20.00	3.40	3.20	3.50		3.50
GZK33-03	16.00	4.50	4.20	4.50	4.50	4.50

XI.5. Causes du glissement :

Les glissements de terrain se développent dans la saison des pluies, principalement la couverture quaternaire qui représente le corps du glissement, la zone frontale du glissement se trouve dans la deuxième face du talus (l'excavation de face de talus a d'un total de deux niveaux); les causes principales du glissement : Premièrement, le talus a perdu son équilibre à cause de l'espace crée lors de l'excavation de plate-forme; Deuxièmement, l'eau s'infiltre à travers les fissures jusqu'au toit du substratum marneux et se propage sous le long de la couverture quaternaire (l'argile peu plastique), Il y a donc saturation de l'argile et diminution de la résistance mécanique, ce qui finalement provoque le glissement de terrain.

XI.6. Caractéristiques géotechniques:

XI.6.1. Analyse granulométrique :

Les résultats de l'essai granulométrique des échantillons du sol en surface (conformément à NF P94-041/NF P94-056/ NF P94-057), sont comme suit:

N°sondage	PK	Profondeur（m）	Couc Sym.	Pourcentage de masse tamisée（%)(mm)						
				200	20.0	2.0	0.2	0.08	0.02	0.002
GZK33-01	PK33 +059.5	0.80~1.00	Ap		100.0	100.0	95.0	62.0	20.5	13.5
		3.80~4.00	RM		100.0	100.0	100.0	96.7	79.7	32.1

	0D65.20m	5.30~5.50	RM		100.0	100.0	100.0	90.7	66.4	29.6
		6.80~7.00	RM		100.0	100.0	100.0	89.0	60.8	26.6
GZK33-02	PK33+079.30D103.00m	1.50~1.70	Ap		100.0	98.8	96.1	93.6	80.2	33.2
		2.70~2.90	SA		80.8	74.5	64.1	40.8	10.2	6.8
		3.80~4.00	RM		100.0	100.0	100.0	97.9	93.6	47.8
		6.80~7.00	RM		100.0	100.0	100.0	98.8	91.8	46.2
GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	1.70~1.90	Ap		100.0	98.8	93.8	59.3	17.2	11.1
		3.00~3.20	Ap		100.0	100.0	93.8	63.1	19.8	14.0
		4.40～4.50	Ap			100.0	98.1	83.4	49.3	19.7
		4.80~5.00	RM		100.0	100.0	99.0	97.0	90.2	45.7
		7.60~7.80	RM		100.0	100.0	97.7	89.6	70.0	33.0

XI.6.2. Limites d`Atterberg :

Les échantillons ont été prélevés afin de déterminer les limites d'Atterberg (spécifications de référence : NF P94-050 / NF P94-051), voir ci-après le résultat :

Tableau III. 12. *Limites d'atterberg:*

N°sondage	PK	Profondeur（m）	Couc Sym.	e	W (%)	Teneur en eau limite				GTR
						WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
GZK33-01	PK33+059.50D65.20m	0.80~1.00	Ap	0.633	18.6	41.3	19.2	22.1	1.03	A2h
		3.80~4.00	RM	0.546	17.9	38.8	18.1	20.7	1.01	A2h
		5.30~5.50	RM	0.600	19.1	39.9	19.1	20.7	1.00	A2h
		6.80~7.00	RM	0.493	16.1	38.9	20.9	18.0	1.27	A2s
GZK33-02	PK33+079.30D103.00m	1.50~1.70	Ap	0.596	18.8	42.5	20.6	21.9	1.08	A2m
		2.70~2.90	SA	0.515	16.7	39.6	19.7	19.9	1.15	A2m
		3.80~4.00	RM	0.657	22.9	52.6	23.8	28.8	1.03	A2m
		6.80~7.00	RM	0.518	17.0	50.5	21.9	28.6	1.17	A2ts
GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	1.70~1.90	Ap	0.658	21.0	45.1	21.0	24.1	1.00	A2h
		3.00~3.20	Ap	0.601	19.8	41.3	19.4	21.8	0.98	A2h
		4.40～4.50	Ap			44.5	20.5	24.0		A2

		4.80~5.00	RM	0.697	22.8	44.5	19.4	25.1	0.86	A3ts
		7.60~7.80	RM	0.622	20.9	50.9	21.5	29.4	1.02	A3ts

XI.6.3. Essais mécaniques:

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol de fondation, des échantillons du sol ont été compactées et ont fait objet d'essai de consolidation et cisaillement direct (spécification de référence : NF P94-090-1/NF P94-071-1). On a effectué aussi des essais de cisaillement du sol remanié dans la surface de rupture du glissement déterminé par le sondage GZK33-03. Les résultats sont détaillés ci-après :

Tableau III. 13. *Essais de compressibilité et cisaillement*

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Couc Sym	Pd (g/cm^3)	Pc (KPa)	Cc	Cg	Cuu (KPa)	Φuu (°)	Ccd (KPa)	Φcd (°)
GZK33-01	PK33+059.50D65.20m	0.80~1.00	Ap	1.68	130	0.174	0.028	64	6.1		
		3.80~4.00	RM	1.77	165	0.103	0.028			32	25.0
		5.30~5.50	RM	1.71				67	22.5		
GZK33-02	PK33+079.30D103.00m	1.50~1.70	Ap	1.72						33	19.4
		3.80~4.00	RM	1.66						51	17.0
GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	1.70~1.90	Ap	1.65				44	10.8		
		3.00~3.20	Ap	1.71	210	0.145	0.020			13	19.2
		4.80~5.00	RM	1.62	230	0.144	0.049			35	21.7
		7.60~7.80	RM	1.70	255	0.143	0.063				

Tableau III. 14. *L'essai de cisaillement résiduel(WL)*

N° sondage	PK	Profondeur（m）	Symbole Lithologique	ρ_h (g/cm^3)	C'p (KPa)	Φ'p (°)	C'R (KPa)	Φ'R (°)
GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	4.40～4.50	Ap	1.88	21	6.7	16	5.9

Tableau III. 15. *L'essai de cisaillement résiduel(WP)*

N° sondage	PK	Profondeur（m）	Symbole Lithologique	ρ_h (g/cm^3)	C'p (KPa)	Φ'p (°)	C'R (KPa)	Φ'R (°)
GZK33-03	PK33+105.0D145.10m	4.40～4.50	Ap	1.99	45	10.5	21	7.6

XI.6.4. Essai de pénétration au carottier :

On a réalisé l'essai SPT dans le forage GZK33-01、GZK33-02、GZK33-0, les résultats sont précisés dans le tableau suivant:

Tableau III. 16. *Essai au pénétromètre carottier*

N⁰ Sondage	Profondeur（m）	N⁰ couche	Symbole Lithologique	N	N_{60}	Cu(KPa)
GZK33-01	1.80-2.10	②	Ap	8	8	53
	4.30-4.60	②	RM	30	30	187
	5.80-6.10	②	RM	48	40	252
GZK33-02	2.00-2.30	②	Ap	7	7	45
	3.20-3.50	②	RM	16	16	100
	4.50-4.80	②	RM	28	27	170
	7.30-7.60	②	RM	50	36	227
GZK33-03	2.20-2.50	④	Ap	7	8	50
	3.50-3.80	②	Ap	6	6	36
	5.50-5.80	②	RM	42	36	228
	8.10-8.40	④	RM	50	34	212

XI.6.5. Caractéristiques physiques et mécanique :

Tableau III. 17. *Caractéristiques physiques*

N⁰ couche	Symbole Lithologique	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moyenne
Le corps de glissement	Ap	ρh (g/cm³)	5	1.99	2.11	2.04
		ρd (g/cm³)	5	1.65	1.81	1.71
		e_0	5	0.515	0.658	0.601
		W（%）	5	16.7	21.0	19.0
		WL（%）	5	39.6	45.1	42.0
		WP（%）	5	19.2	21.0	20.0
		IP（%）	5	19.9	24.1	22.0
		IC	5	0.98	1.15	1.05
Le surface du rupture	Ap	W（%）	1	27.1	27.1	27.1
		WL（%）	1	44.5	44.5	44.5
		WP（%）	1	20.5	20.5	20.5
		IP（%）	1	24.0	24.0	24.0

Substratum	RM	ρh (g/cm^3)	9	1.99	2.21	2.09
		ρd (g/cm^3)	9	1.62	2.01	1.78
		e_0	9	0.36	0.697	0.551
		W （%）	7	9.7	22.9	17.9
		WL （%）	7	38.8	52.6	45.2
		WP （%）	7	18.1	23.8	20.7
		IP （%）	7	18.0	29.4	24.5
		IC	7	0.86	1.27	1.05

Tableau III. 18. *Caractéristiques mécanique*

N^0 couche	Symbole Lithologique	Paramètre		Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moyenne
Le corps de glissement	Ap	Cc		2	0.145	0.174	0.160
		Cg		2	0.020	0.028	0.024
		C_{uu}(KPa)		2	44	64	54
		Φ_{uu}(°)		2	6.1	10.8	8.4
		C_{CD}(KPa)		2	13	33	23
		Φ_{CD}(°)		2	19.2	19.4	19.3
		Cu(KPa)		4	36	53	46
Le surface du rupture	Ap	(WL)	C’p (KPa)	1	21	21	21
			Φ’p(°)	1	6.7	6.7	6.7
			C’R (KPa)	1	16	16	16
			Φ’R(°)	1	5.9	5.9	5.9
		(WP)	C’p (KPa)	1	45	45	45
			Φ’p(°)	1	10.5	10.5	10.5
			C’R (KPa)	1	21	21	21
			Φ’R(°)	1	7.6	7.6	7.6
Substratum	RM	Cc		3	0.103	0.144	0.130
		Cg		2	0.028	0.063	0.047
		C_{uu}(KPa)		1	67	67	67
		Φ_{uu}(°)		1	22.5	22.5	22.5
		C_{CD}(KPa)		3	32	51	39
		Φ_{CD}(°)		3	17.0	25.0	21.2
		Cu(KPa)		6	170	252	213

Conclusion :

L'analyse des résultat acquis lors des reconnaissances devra permet d'établir les hypothèses géotechniques régissant les instabilités potentielles sur le site d'étude.

Ces hypothèses seront ensuite exploitées pour bâtira les modélisations et établir l'analyse de risque pour obtenu à un system de confortement efficace.

Chapitre IV : ÉTUDE DE STABILITÉ

I. Introduction :

Dans cette partie, en va d'analyser et de modéliser le glissement, actuellement, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètre de modélisation. Le calcul de traitement de stabilité du glissement est effectué dans le présent mémoire avec le logiciel Talren 4.

II. Généralité :

- **Hypothèses de calcul**

Plusieurs facteurs on a été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme la variation du niveau de la nappe, la chaussée, la surcharge du trafic routier, le séisme et en fin le renforcement du talus.

- **Méthode d'analyse de calcul :**

✓ Bishop

Pour les talus en terre et talus à la rupture de roche, la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.

✓ Perturbations

On adopte la méthode des Perturbations pour calculer la stabilité de la plate-forme sur une pente escarpée du terrain naturel et du corps de glissement assigné.

- **Actions du séisme**

Selon 《Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA2008》, la zone du projet est classée en IIa, en prenant l'accélération sismique A=0.20g.

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.20g.

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale

Kh=0.5A (%). Kv=0.3Kh (%). (R P O A – 2008).

L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont ah /g= ± 0,1 pour la composante horizontale et av /g= ±0,03 pour la composante verticale.

- **Le trafic routier**

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi-remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 10 kN/m2

- **Logiciel utilisé (Talren4V2.0.2)**

Le programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (Fs ≥1.3).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (Fs) est calculé par les approches de

Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente. [25]

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure IV.1, comporte les rubriques principales suivantes :

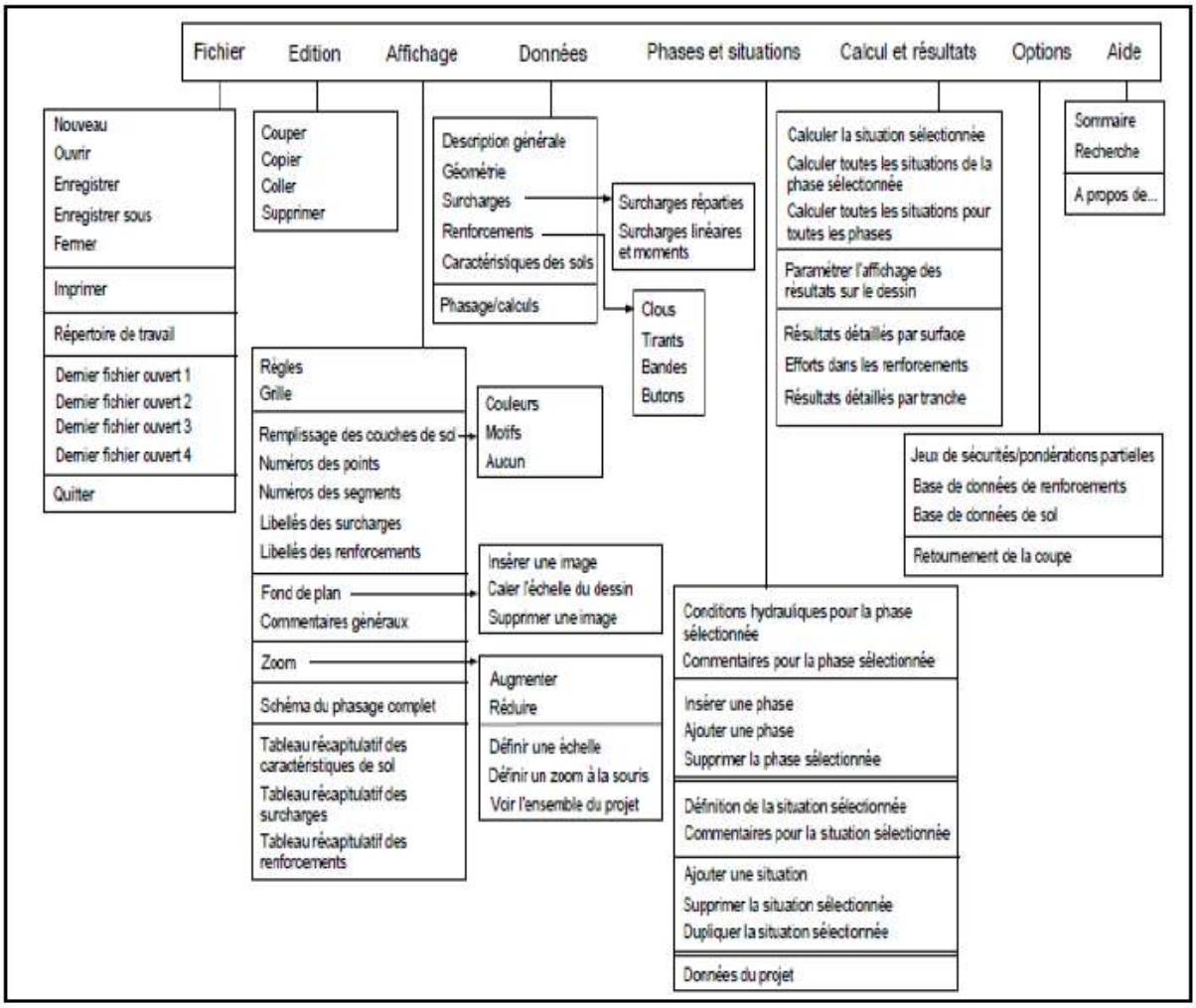


Figure IV. 1. *Le menu du talren v4 [25]*

III. Données géotechniques du talus :

D'après les résultats de laboratoire et en site, on associe les propriétés de chaque type du sol à la couche qui le représente sur le model géométrique. Le tableau suivant résume ces paramètres géotechniques

Tableau IV. 1. *Données géotechniques du talus*

sol	Nom	γh	φ	C
1	Argile peu plastique	20	19	20,00
2	Remblai marneux	21,00	22,00	40,00
3	Surface de rupture	19,20	22,00	0,00

III.1. Paramètre de la rupture de glissement :

Pour déterminer les paramètres de la rupture de glissement on va faire un calcul a l'inverse et on prend le coefficient minimal de stabilité du talus Fmin = 1.0 :

Tableau IV. 2. *Paramètre de la rupture de glissement*

N° glissement	Profil de calcul	Poids volumique du corps glissement γ (kN/m³)	Paramètre de la rupture du glissement	
			C (kPa)	φ (°)
Glissement 1	I- I	19.0	0	22.0

Après modélisation nous avons obtenues les résultats suivants

Résultat du calcul rétroactif

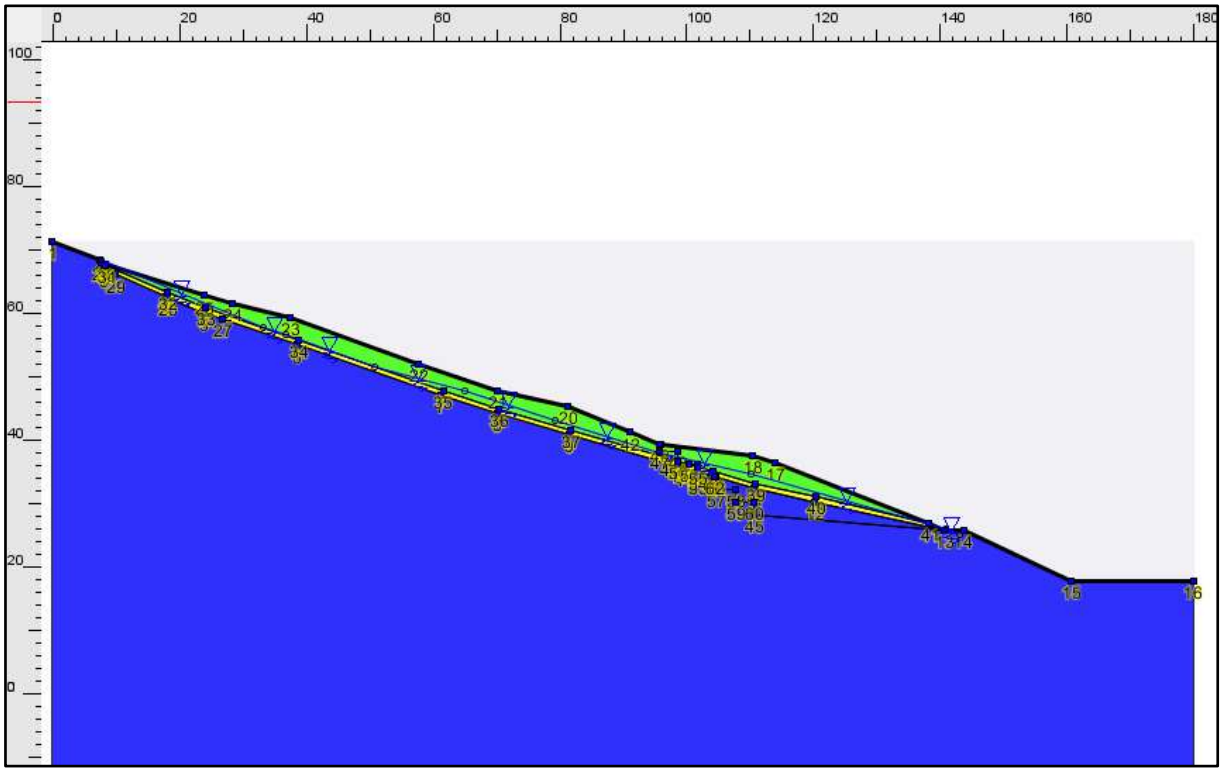


Figure IV. 2. *Profil de calcul rétroactif*

IV. État initial : avant confortement

IV.1. Paramètres de calcul d'étude de glissement recommandée :

Tableau IV. 3. *Paramètre du talus*

Position	γh（kN/m³）	C（kPa）	φ（°）
Le corps de glissement	20.0	20	19.0
La surface du rupture	19.2	0	22
Substratum	21.0	40	22.0

Les valeurs cidessus satisfont l'exigence de sécurité, Voir les résultats de calculs obtenus par le logiciel TALREN.

Tableau IV. 4. *Les résultats de calculs*

Phases / situation	Sans nappe	Avec nappe
Sans séisme	1.22	1.08
Avec séisme	1.12	0.85

Les photos ci -dessous montre les déférents simulation pour Fs min=1

Phase 1 : Sans la nappe

Situation 1 : Sans séisme

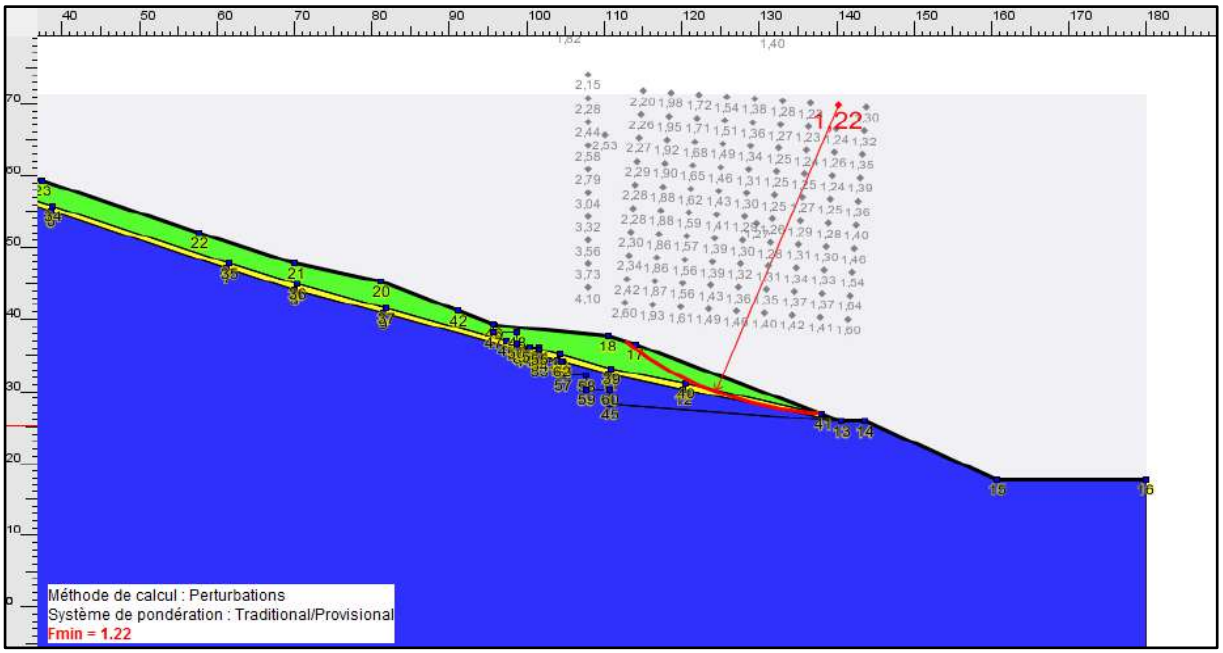


Figure IV. 3. *Talus modélisé sans la nappe et sans séisme*

Situation 2 : Avec séisme

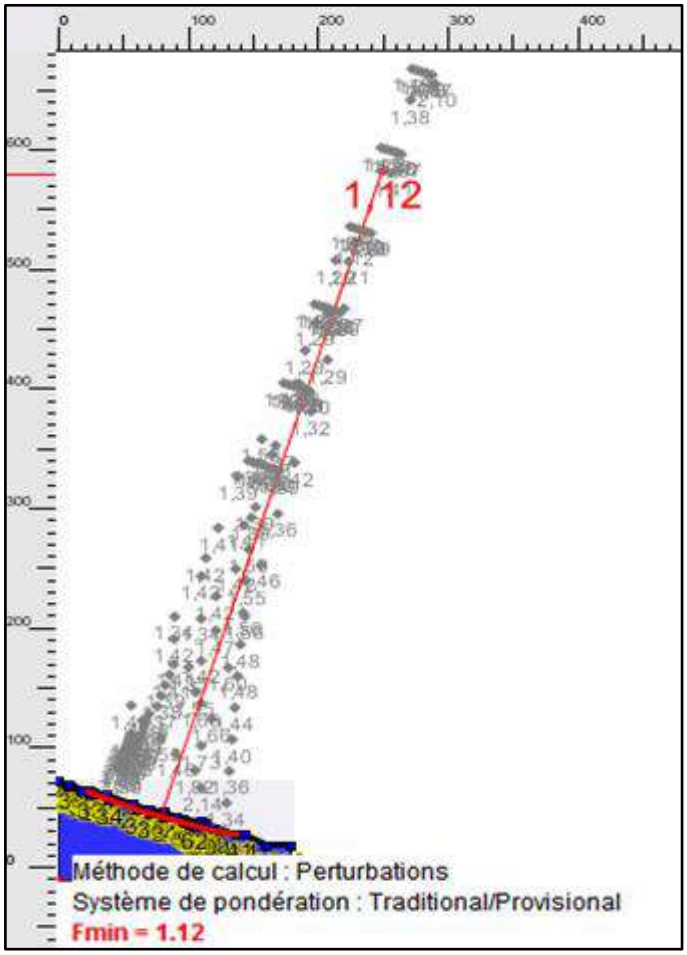


Figure IV. 4.*Talus modélisé sans la nappe et avec séisme*

Phase 2 : Avec la nappe

Situation 1 : Sans séisme

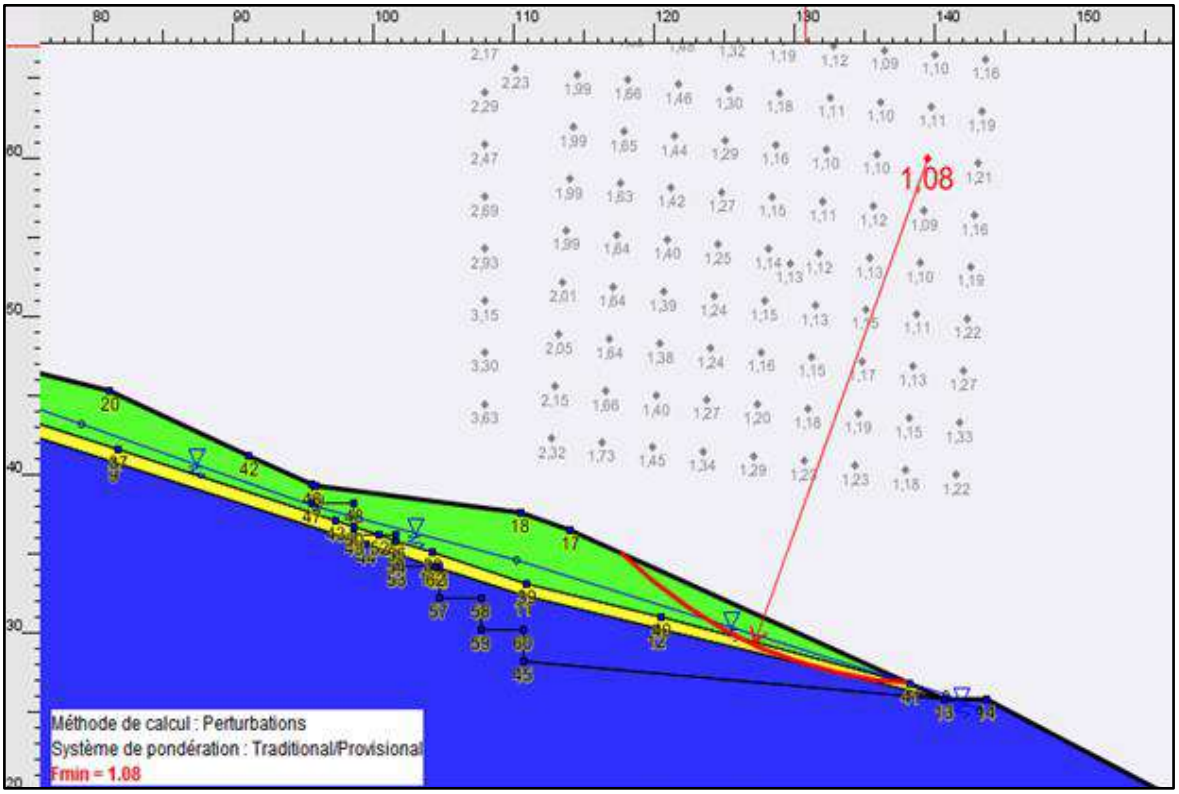


Figure IV. 5. *Talus modélisé avec la nappe et sans séisme*

Situation 2: Avec séisme

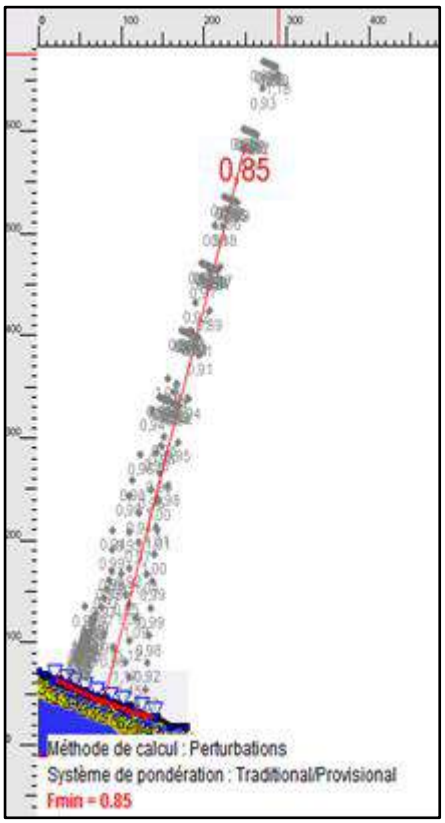


Figure IV. 6. *Talus modélisé avec la nappe et avec séisme*

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

Interprétation des résultats :

L'expertise du versant a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Le talus de remblai a été déstabilisé suite aux infiltrations des eaux de ruissellement à travers les argiles altérées et le talus a perdu son équilibre à cause de l'espace crée lors de l'excavation de plate-forme. Par ces eaux, il y a eu une saturation du pied du versant, ce qui a provoqué un mouvement de celui-ci sur une profondeur moyenne.
- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F :

- de 1.22, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fu de 1... en considérant la pression interstitielle et ceci sans aucune mesure de confortement.

En d'autres termes, le versant est dans une situation d'équilibre pouvant être qualifié soit :

- D'instable : Fu ou F < 1
- Stable : F ou Fu > 1

Autrement dit, le talus de remblai est précaire vis-à-vis du glissement sans aucune mesure de confortement.

V. État final : après confortement

V.1. Traitement du glissement au PK33+030~PK33+100D :

Selon les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique et les enquêtes sur site, des fissures importantes du talus et des déformations évidentes sont constatées au niveau de la zone glissée, donc la stabilité du talus n'est pas conforme aux exigences de la sécurité des travaux, il faut prévoir des travaux de protection pour ce glissement afin d'assurer la sécurité de cette section autoroutière à long terme.

Après l'analyse général des conditions, tels que le terrain sur site, la situation géologique et le calcul de stabilité, on a prévu les mesures du traitement de ce glissement comme suit :

V.2. Traitement du glissement au PK33+030~PK33+100D :

1) Une protection par un masque poids, sera adoptée au niveau du bord avant le glissement, dont la largeur inférieure du masque est de 27.00m, ce dernier sera remblayé par des enrochements de dimension 100/600, un béton RN20 d'une épaisseur de 10cm est prévu pour bétonner le radier en raccordant convenablement avec les drains situés au bord de la plate-forme afin de drainer les eaux souterraines dans le talus.

2) Vu les larges fissures constatées à l'arrière du glissement, il est prévu un traitement de compactage et remblai par les matériaux imperméables pour ces fissures en question afin de diminuer l'impact défavorable sur la stabilité du glissement dû à l'infiltration des eaux superficielles.

3)Étant donné que les eaux souterraines sont très développées au niveau du glissement, un drain profond d'interception est prévu à proximité de la limite de glissement, et un fossé à crête 50×50cm est implanté à la tête du drain de manière à drainer les eaux souterraines et superficielles dans la zone de glissement et diminuer une influence défavorable sur la stabilité du glissement due à l'eau.

Les drains ont une profondeur de 5m, une largeur inférieure de 1.0m, la mise en place des matériaux perméables cailloux dans le drain est envisagée.

V.3. ETUDE DU CONFORTEMENT :

- **Talus avec tranchée drainante:**

En premier lieu nous avons opté pour tranchée drainante.

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif. Les eaux peuvent provenir des zones de sources ou ce sont des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et ag + gravent ainsi une instabilité amorcée.

- **Etude du confortement du site étudié:**

D'après les analyses effectuées et les résultats obtenus dans le chapitre précédent, on a constaté que les infiltrations des eaux et les surcharges routières sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité de 0.94.

Afin de bien choisir la méthode convenable de confortement qui prend en considération à la fois les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, d'une part et le coût de réalisation le plus économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part.

On doit prendre en compte le système de drainage et la forte pente du talus.

Par souci de ne pas interrompre la circulation routière on a opté pour la méthode qui nous permet d'exécuter rapidement les travaux de confortements.

- **Le système de drainage:**

Un système de drainage doit être effectué dans la partie amont du talus, un système de drainage a été proposé, ce dernier est de réaliser des tranchées drainantes, comportent des buses perforées de diamètre 100, matériau drainant de dimension 80/100, géotextile de filtration et de séparation, grave concassée et remblaiement en matériaux sélectionné.

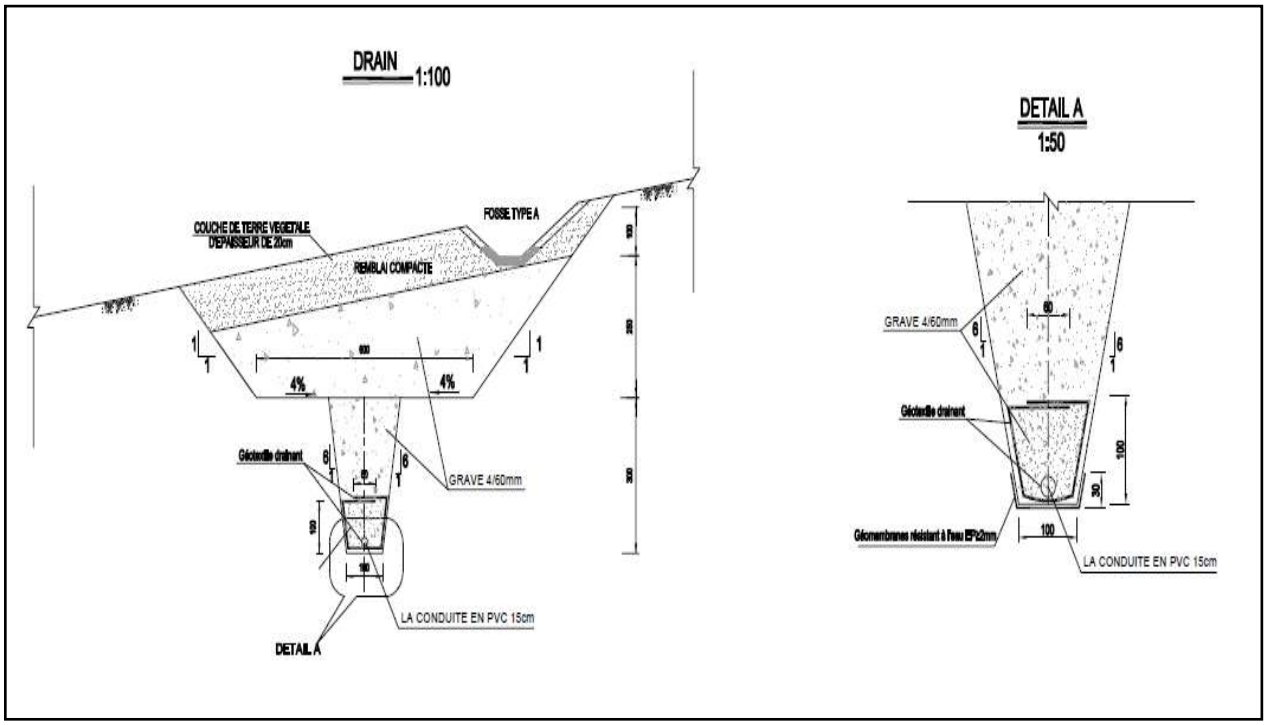


Figure IV. 7. *Tranche drainant*

Phases de calcule après confortement :

Phase 1 : sans nappe (la nappe phréatique déjà diminué par la réalisation des tranchées drainantes)

Situation 1 : Sans séisme

-Conditions hydrauliques : sans la nappe

-Méthode de calcul de cette situation : Bishop

-Type de recherche : automatique

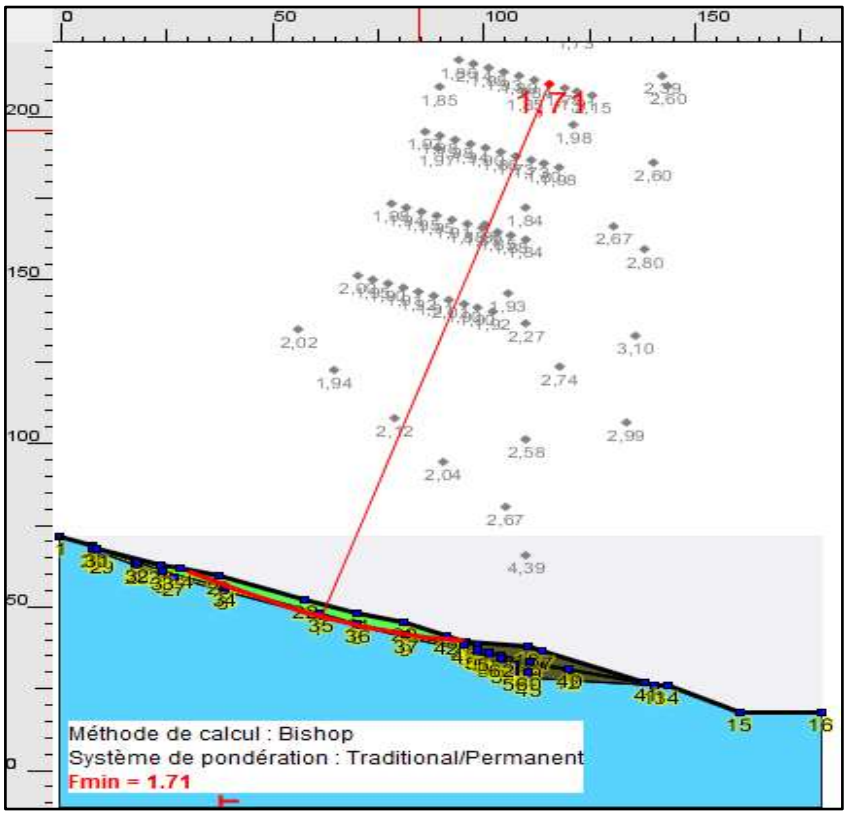


Figure IV. 8. *Talus modélisé sans la nappe et sans séisme*

Situation 2 : avec séisme

-Prise en compte du séisme : les coefficients d'accélération sismique sont :

- coefficient ah/g (accélération horizontal) = 0.10

- Coefficient av/g (accélération vertical) = 0.03

-Conditions hydrauliques : sans la nappe

-Méthode de calcul de cette situation : méthode de Bishop

-Type de recherche : automatique

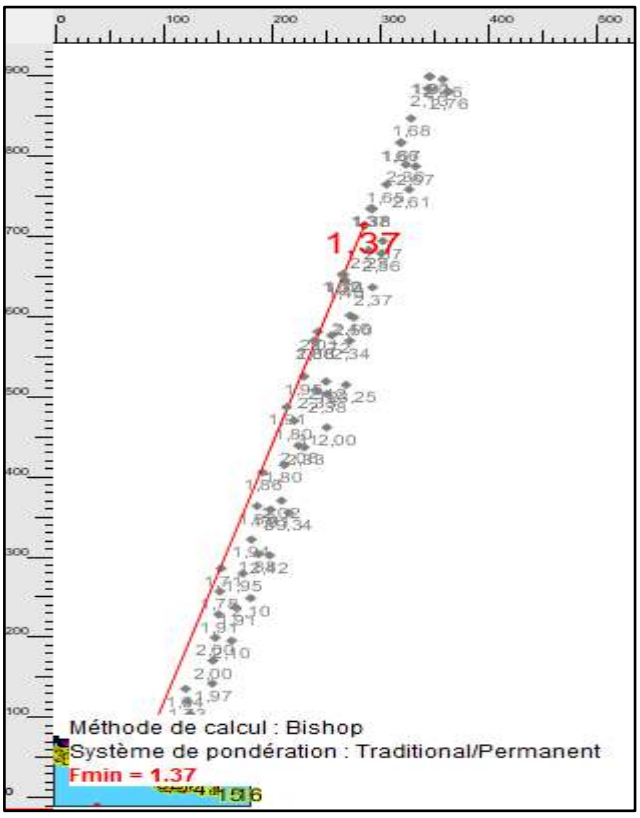


Figure IV. 9. *Talus modélisé sans la nappe et avec séisme*

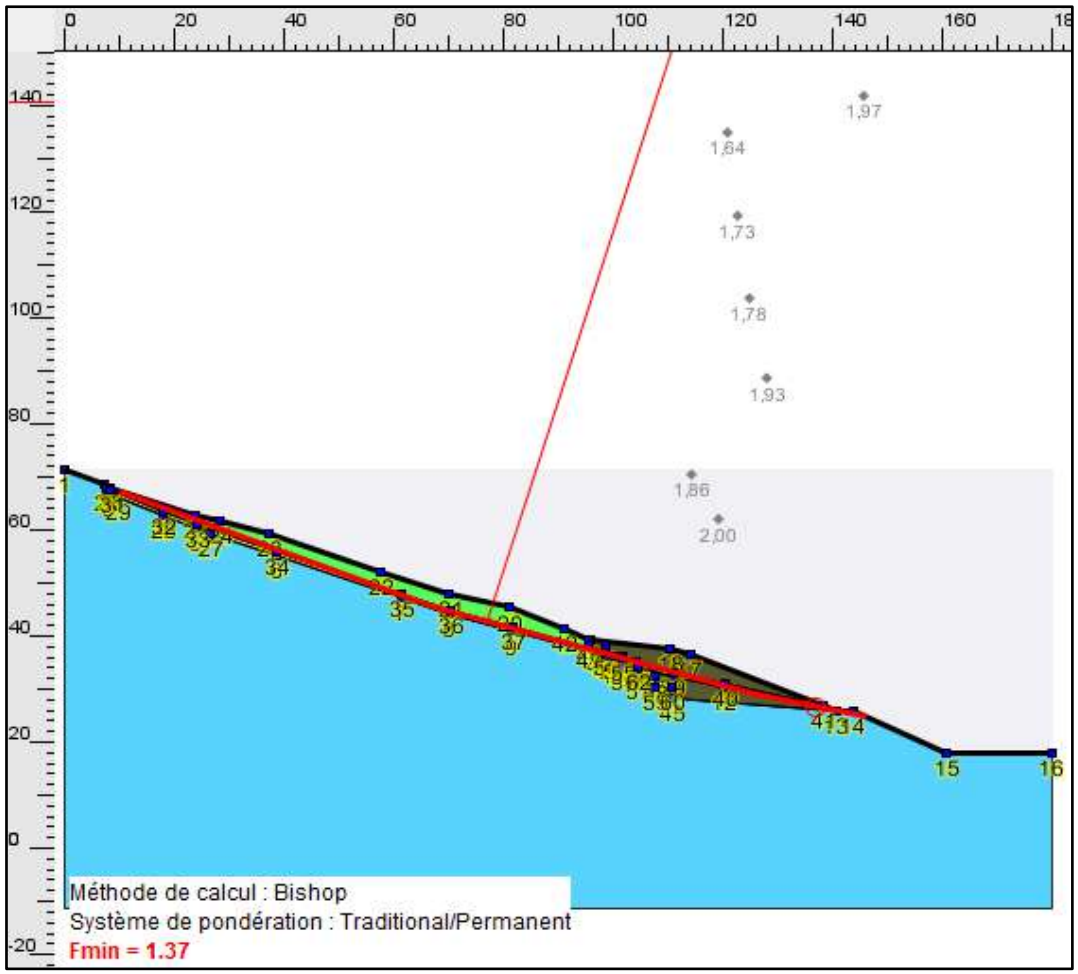


Figure IV. 10. *Talus modélisé sans la nappe et avec séisme*

Après modélisation du talus après confortement proposé, nous avons constaté une augmentation du facteur de sécurité atteignant la valeur de Fs admissible, dans l'état de service F=1,71>1.5; es t sous l'effet sismique, cas accidentel F=1,37>1.3, donc le talus est stable, ce qui traduise l'efficacité de la technique de confortement proposé.

Conclusion générale :

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

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

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

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

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

Après avoir présenté les mécanismes et les types des glissements du terrain, leurs méthodes de confortement, des méthodes classiques déterminent la valeur du facteur de sécurité du talus, L'approche cinématique de l'analyse limite était illustré en termes de comparaison avec la méthode numérique. Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des pentes par reprofilage peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème du glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement sur les terrains reposant sur des sols parfois mous ou sensibles. Cette étude est un exemple pour la résolution des problèmes du glissement de terrain, d'autres validations de résultats sont primordiales pour ce type d'étude vu l'importance du problème à traiter.

Liste des références :

[1] document de Gominet ; 2005

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

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

[4] la classification de Martin, 2006

[5] Les risques naturels Dossier département des risques majeurs - préfecture du Loiret - janvier2006

[6] Comité international de géologie de l'ingénieur (Nemcoka ,pasek ,rybar,1972)

[7] Mr sekkak Mostefa, Stabilité des mouvements de terrain en pentes (traitement de cas au niveau d'autoroute EST OUEST)

[8] boudlal Omar, thèse doctorat,étude expérimenttable du comportement mécanique des dines dans la stabilité des talus et des fondations,28/11/2013.

[9] madtijna nasri , mémoire de magister , Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, 10/6/2010.

[10] Thomas lebroueg, thèse doctorat,analyse géologique mecanique de glissement de terraun dans moraines des pyrenees centrales etoccidentales(France) ,
dans l'université de baurdaux France.

[11] catalogue de (LPC .1989).

[12] catalogue de (DETEC ,2009).

[13] les documents de K. Terzaghi (1950)

[14] HOCINI Hocine thèse doctorat, l'université de lille France Etude d'application a la terre armée et au clouage.

[15] arab rabeh, document de afitex

[16] victor savoie, thèse doctorat, ingénieur marag-centre du guébec .

[17] Grand Lyon - Fiche n°03 : Tranchée rétention et/ou infiltration

[18] M. Bouassida, Cours « Amélioration des sols » Pré chargement & Drains Verticaux, 08/10/2015

[19] kiyyour sami, Mémoire de Magister en Génie Civil, Thème : clouage dans les ouvrages soutènement.

[20] Orianne JENC, Thèse doctorat, Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. , Ecole doctorale : Mécanique – Energétique – Génie Civil – Acoustique (MEGA).

[21] Techniques d'Amélioration des Sols dans les Zones Sismiques Arab Ahmed1, M.Belkhatir1, Marwan Sadek2, I.Shahrour2 1 Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement. Département de Génie Civil, Faculté de Génie Civil et d'Architecture Université Hassiba Ben Bouali de Chlef (2000), Algeria.

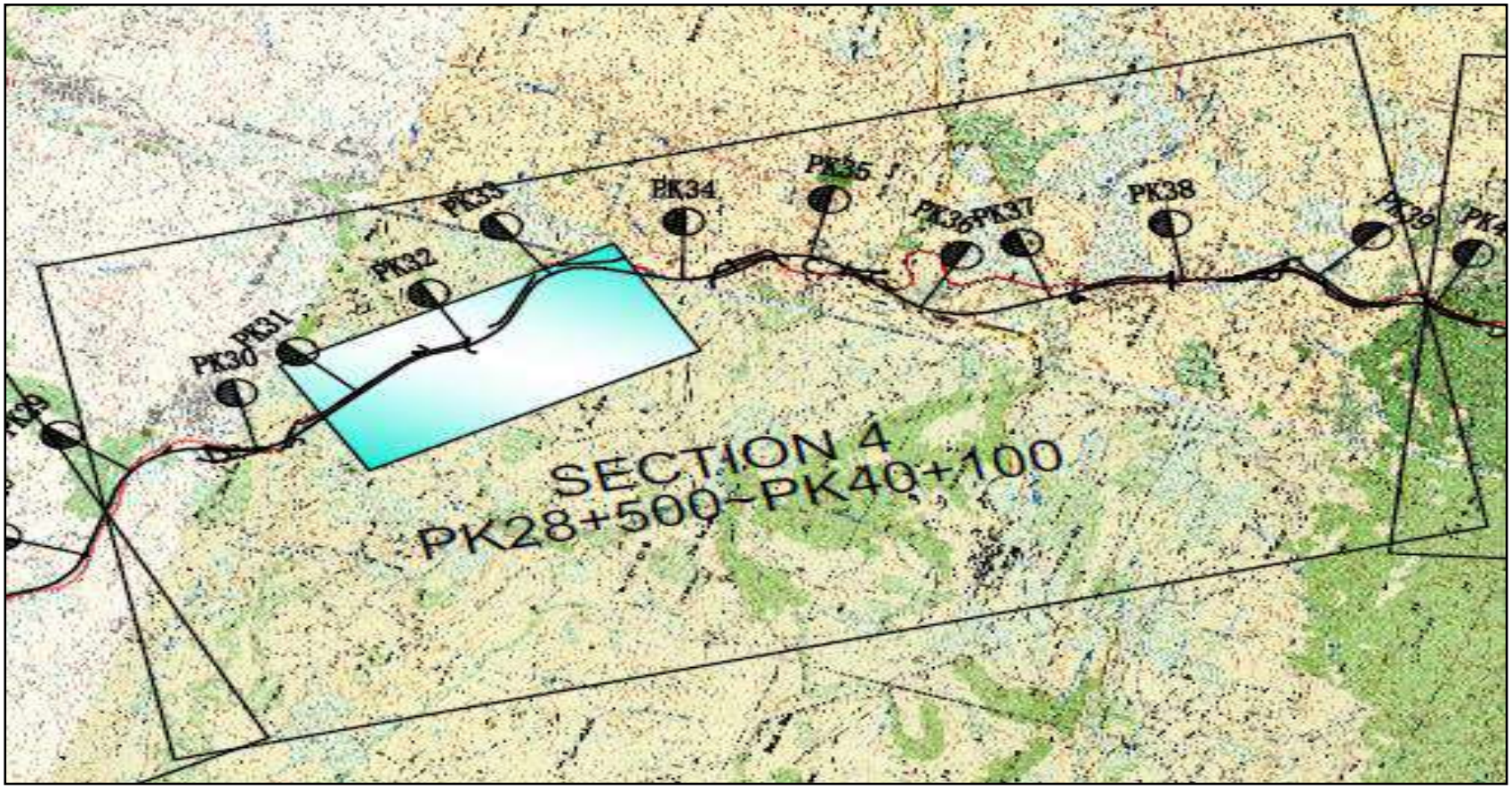
[22] M. vincens Eric, école centrale de lyon , murs de soutènement.
Comparaison environnementale et financière de différentes.

[23] Farik ali, magister en génie civil analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé.

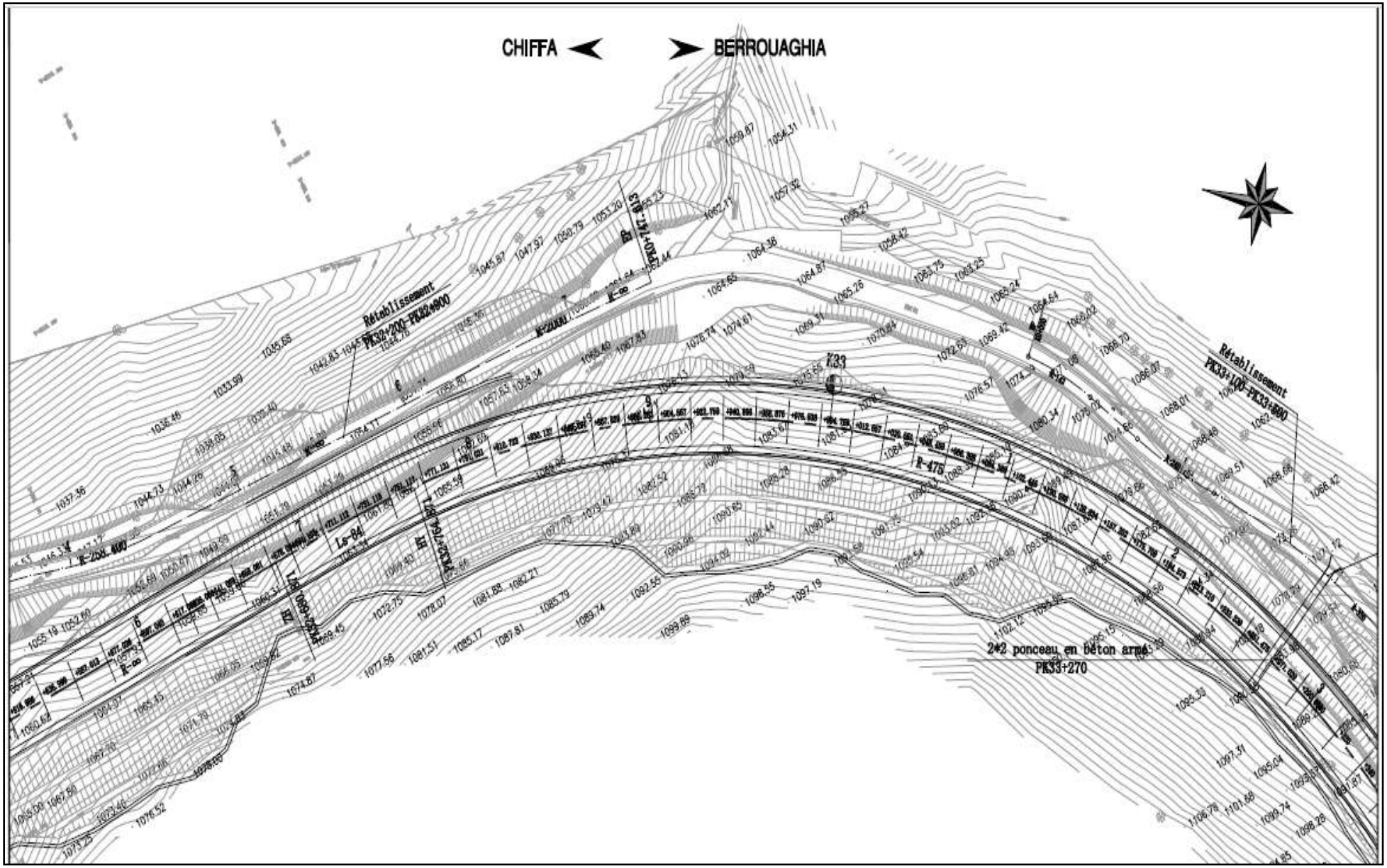
[24] B.E.T Meziane,P.D.A.U Ben chicao edition finale.

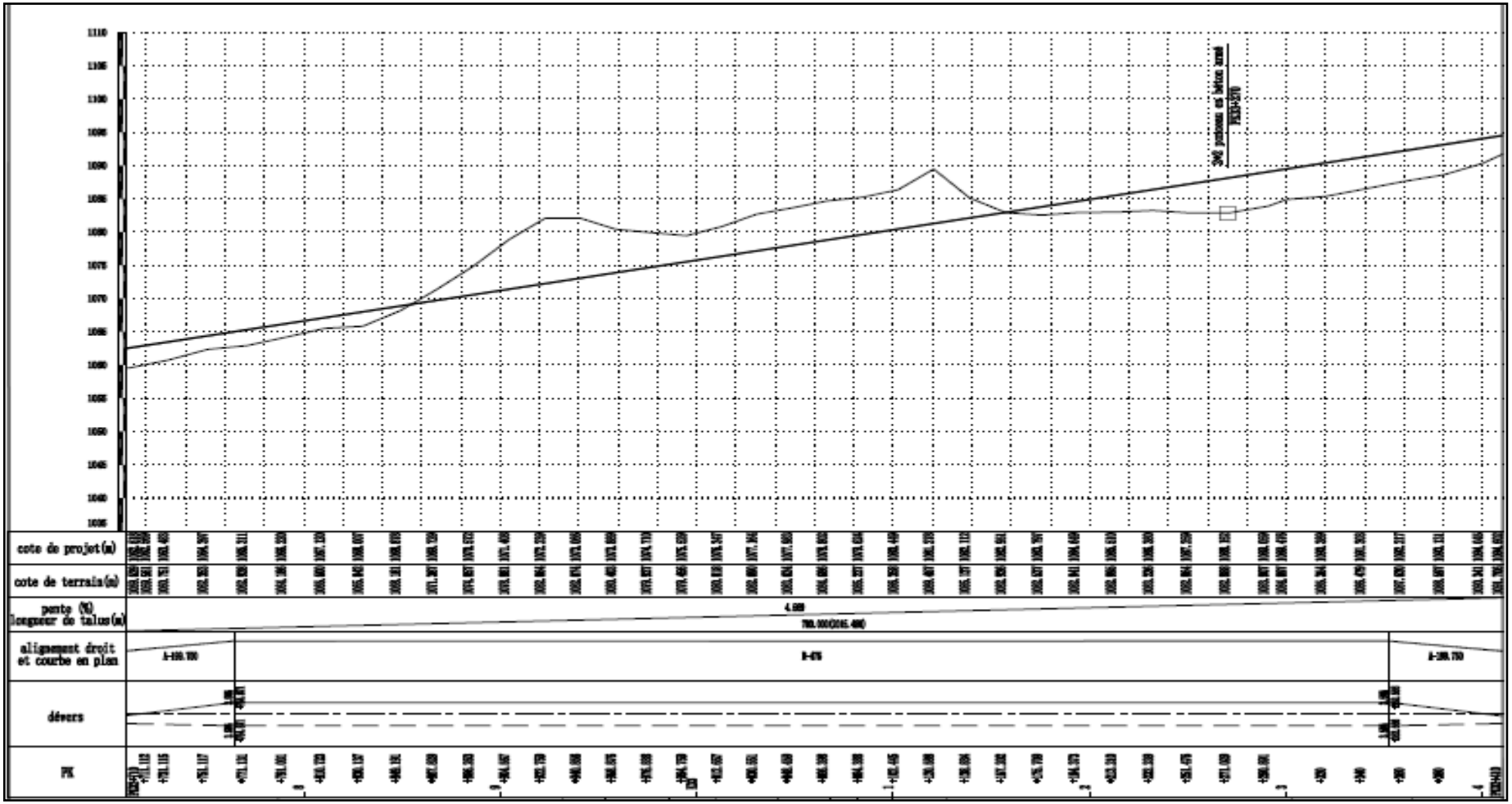
[25] Tutorial Talren V4.

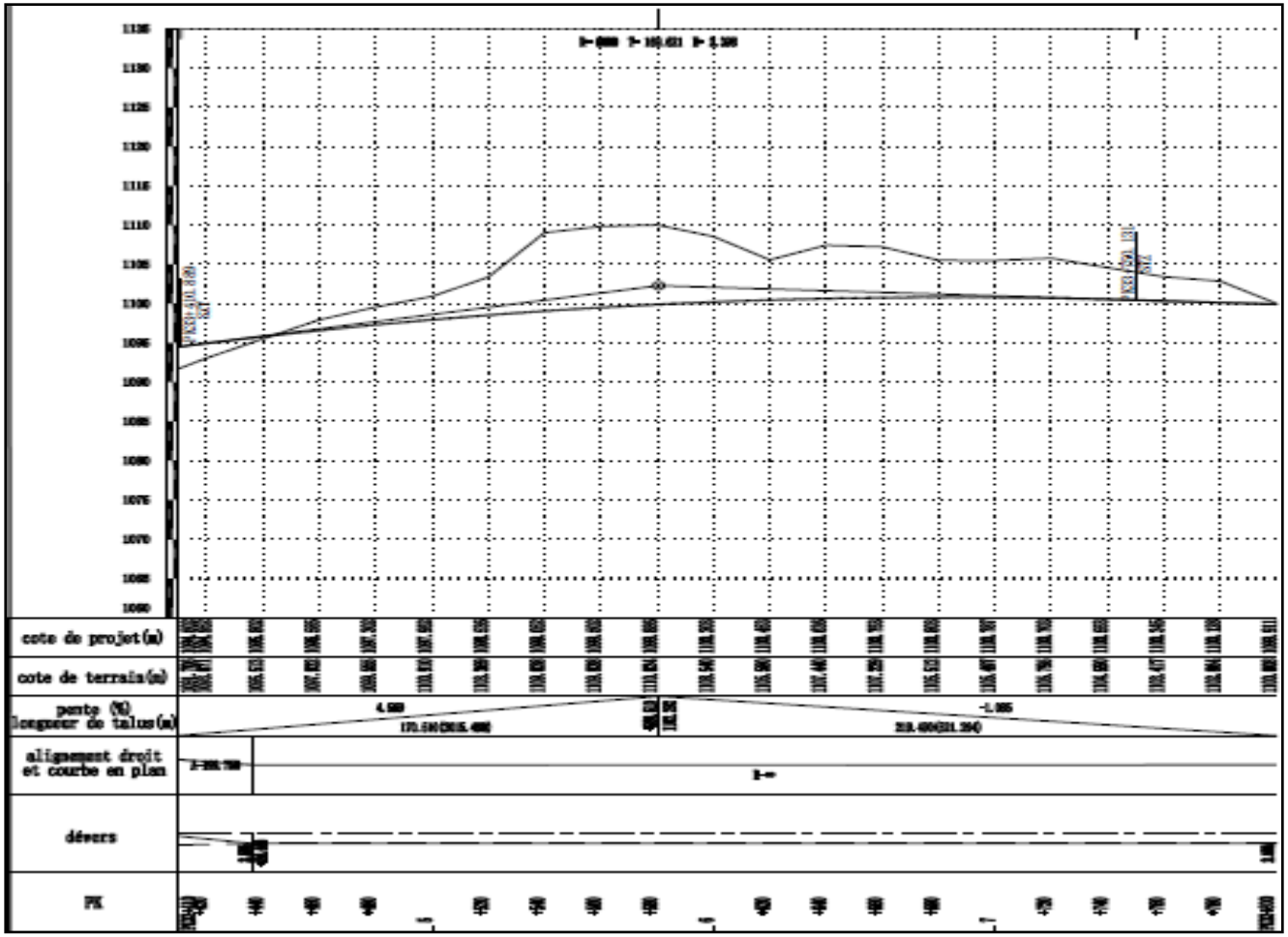
ANNEXE


PK30
PK31
PK32
PK33
PK34
PK35
PK36
PK37
PK38
PK39
SECTION 4
PK28+500~PK40+100

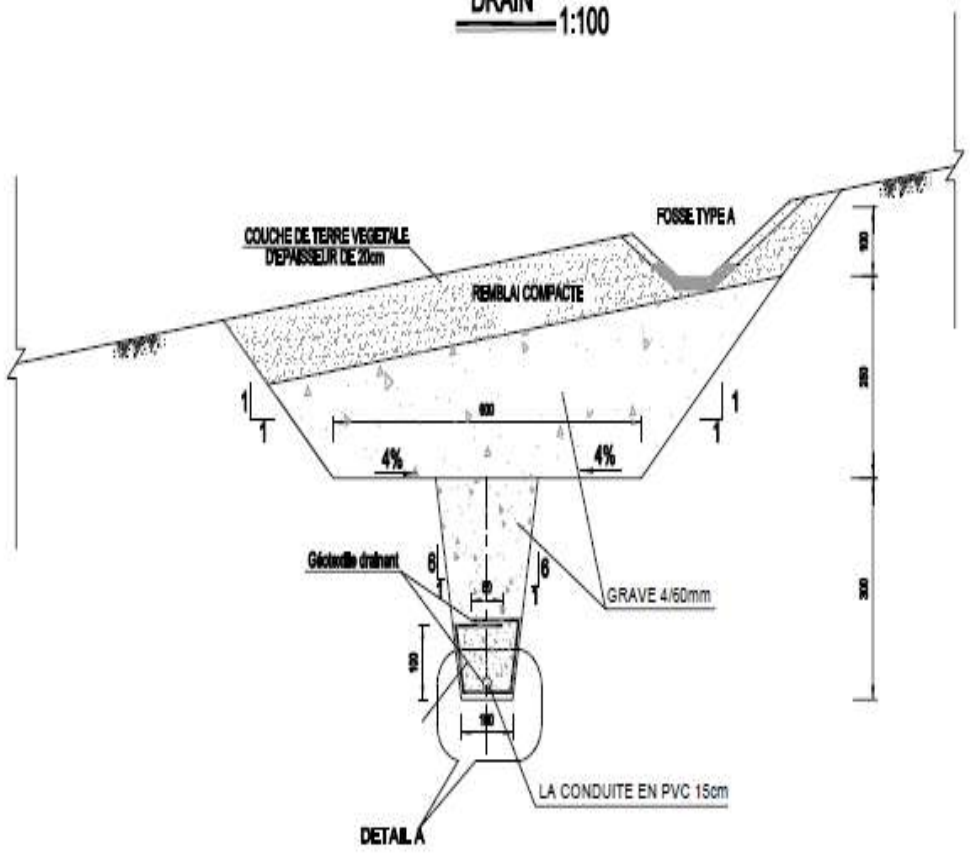

PK35
PK3


CHIFFA
BERROUAGHIA
Rétablissement
PK32+200-PK32+900
Rétablissement
PK33+100-PK33+890
PK33
R-476
Ls-84
2*2 ponceau en béton armé
PK33+270

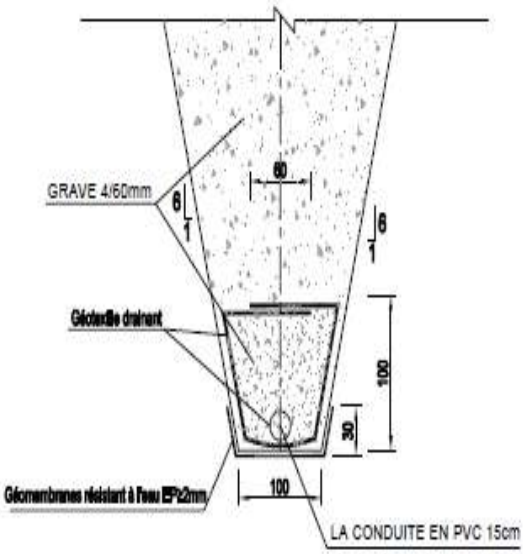

cote de projet(m)
cote de terrain(m)
pente (%)
longueur de talus(m)
4.000
780.000(2045.488)
alignement droit
et courbe en plan
A=169.700
A=476
A=289.750
dévers
PK


cote de projet(m)
cote de terrain(m)
pente (%)
longueur de talus(m)
4.989
-1.885
alignement droit
et courbe en plan
dévers
PK

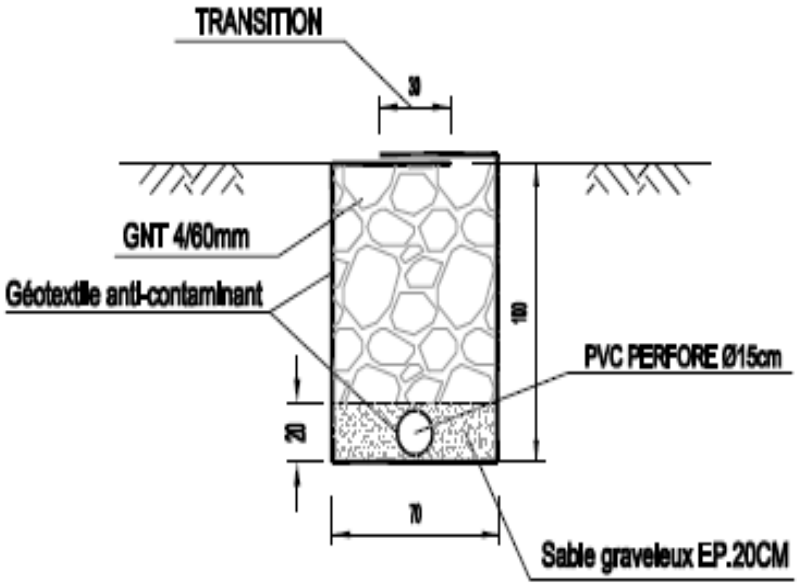
DRAIN 1:100



DETAIL A 1:50



COUPE A-A 1:40



COUPE B-B 1:40

