

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

Département : DE GENIE CIVIL

Domaine: DE TECHNOLOGIE

Filière : .GENIE CIVIL

Spécialité GEOTECHNIQUE

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude numérique de confortement d'un glissement de terrain
au PK 410 de l'Autoroute Est-Ouest -Cas réel-

Présentée par : GRABSI RANIA

Encadrant : Mme.ZEMOULI Samira Grade MCB Université :Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Pr.HACENECHAOUCHE ABDELMADJID	Pr	Université d'ANNABA	Président
Dr.ZEMOULI SAMIRA	MCB	Université d'ANNABA	Encadrant
Pr.SBARTAI BADREDDINE	Pr	Université d'ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENTS

*Au terme de cette étude, on tient à exprimer nos vifs remerciements,
En premier à Dieu pour tout.*

*Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements
à toute personne ayant contribué, de près ou de loin,
à la réalisation de ce Projet de Fin d'Etudes, particulièrement à :*

- ❖ Dr. ZEMOULI SAMIRA; notre promotrice : nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, vos encouragements nombreux et réguliers, vos remarques toujours pertinentes, ont été très bénéfiques à l'avancement de cette étude.*

- ❖ Pr. HAMMOUD FARID (Université de Batna): (Géotechnicien ANAS/BCS international au projet de l'autoroute EST-OUEST, section d'EITarf) ; pour l'intérêt incessant qu'il a porté au suivi de ce travail, en dépit de ses occupations. Nous avons beaucoup apprécié ses méthodes de travail, pour l'aide et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.*

- ❖ Pr. HACENECHAOUICHE ABDELMADJID; qui nous a fait l'honneur de présider le jury de soutenance.*

- ❖ Pr. SBARTAI BADREDDINE, membres de jury qui a accepté de juger et commenter notre travail.*

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant tout notre cursus, et au corps administratif du département de Génie Civil.

DEDICACES

*Avec un énorme plaisir, que je dédie mon travail à mes très
chers respectueux et magnifiques parents qui m'ont toujours soutenu,*

ainsi ma sœur et en particulier mes anges

Meriem, Sara et Adem

A toutes personnes qui m'ont encouragé ou aidé

à franchir un horizon dans ma vie.

Raia

RESUME

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et dont les conséquences peuvent être considérables.

Ce mémoire de recherche présente l'étude numérique du glissement de terrain qui a eu lieu au niveau du dernier tronçon de l'autoroute Est-Ouest entre le PK410 et PK411 dans la wilaya d'El Tarf à l'Est du pays.

L'outil numérique SLIDE a été utilisé pour déterminer les paramètres de résistances résiduelles, le long de la ligne de ce glissement par la méthode inverse (analyse à rebours) à l'équilibre limite.

Les résultats obtenus par cette analyse pour plusieurs solutions de confortement proposées (butée, rehaussement, enrochement et pieux) a permis d'adopter celle avec des facteurs de sécurité satisfaisant avec des conditions environnementales, techniques, économiques et de roulement du chantier acceptables.

Mots clés

Glissement de terrain - facteur de sécurité- Analyse inverse- Confortement- SLIDE- Modélisation.

ABSTRACT

Landslides are natural phenomena that can be of great magnitude and the consequences can be considerable

This research brief presents a numerical study of the landslide that took place at the last section of the East-West Highway betwinPK410 and PK411 in the wilaya of El Tarf.

The SLIDE digital tool was used to determine the residual resistance parameters, along the line of this drag by the inverse method '(reverse analysis) at the limit equilibrium.

The results obtained by this analysis for several proposed reinforcement solutions, (passive pressure, Enhancement,riprap and piles)has made it possible to adopt the one with safety factor ssatisfying with environmental, technical, economic and rolling conditions of the site.acceptable.

Keywords

Landslide - safety factor – Back-analysis – Reinforcement- Slide– Modelization.

ملخص

الانزلاقات الأرضية هي ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون عواقبها كبيرة. تقدم أطروحة البحث هذه دراسة رقمية للانزلاق الأرضي الذي حدث على مستوى القسم الأخير من الطريق السيار شرق-غرب بين ن ك 410 و ن ك 411 في ولاية الطارف شرق البلاد.

تم استخدام الأداة الرقمية SLIDE لتحديد معالم المقاومة المتبقية، على طول خط هذا الانزلاق بالطريقة العكسية (التحليل العكسي) عند التوازن الحدي.

النتائج التي تم الحصول عليها من خلال هذا التحليل للعديد من حلول التعزيز المقترحة (الدعامة، والرفع، والشق الخوازيق) جعلت من الممكن اعتماد واحد مع عوامل أمان المرضية مع ظروف بيئية وتقنية واقتصادية وعملية مقبولة في الموقع.

Liste des matières

REMERCIEMENT.....	2
DEDICACE.....	3
RESUME- ABSTRACT-ملخص.....	4
Liste des matières.....	5
Liste des tableaux.....	8
Liste des figures.....	9
Liste des photos.....	10
INTRODUCTION GENERALE.....	11

Chapitre 1: Recherche bibliographique

I- GENERALITES SUR LES GLISSEMENT

1-INTRODUCTION.....	13
2-APERÇU SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	13
3-DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.....	14
4-TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN.....	14
4-1-Les mouvements rapides et discontinus.....	14
4-2-Les mouvements lents et continus.....	16
5-GLISSEMENTS.....	17
5-1-Glisserment Plan.....	18
5-2-Le Glissement Circulaire ou Rotationnel.....	18
5-3-Glisserment quelconque (aléatoire).....	19
6-CLASSIFICATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN.....	20
7-PRINCIPALES CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	20

II- METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE SOLS

1-INTRODUCTION.....	24
2-METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS.....	24
2-1- Modifications géométriques.....	24
2-2-Drainage.....	26
2-3- Renforcement.....	28
2-3-1- Les ouvrages de soutènement.....	28
2-3-2- Les inclusions.....	30
2-3-3- Protection superficielle.....	31
3-CHOIX D'UNE TECHNIQUE DE CONFORTEMENT.....	32
3-1- Méthodologie de choix d'une technique de confortement.....	32
3-2-Adaptation de la technique au glissement.....	33
4-CONCLUSION.....	34

III- METHODE DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

1-INTRODUCTION.....	35
2-CALCUL DE STABILITE DES TALUS.....	35
3-DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	35
4-METHODES DE CALCUL.....	36
4-1-Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite.....	36
4-1-1-Méthode des tranches.....	36
4-1-2-Méthode De FELLENIUS (1936).....	37

4-1-3-Méthode De BISHOP Simplifiée (1954).....	38
4-1-4 Méthode De JANBU (1956).....	38
4-1-5-Méthode de Morgenstern et Price (1965).....	39
4-1-6-Méthode de Spencer (1967).....	40
4-1-7-La méthode des perturbations.....	40
4-2-La Méthode Numérique (MEF).....	40
4-3-Méthode Des Abaques.....	40
4-3-1-L'abaque De HOEK.....	41
4-4-Méthode probabilistes et logique floue.....	41
5-CONCLUSION.....	42

IV- METHODE D'ANALYSE INVERSE

1-INTRODUCTION.....	43
2-PRINCIPE D'ANALYSE INVERSE.....	43
3-ANALYSE INVERSE PAR METHODE NUMERIQUE DIRECTE : algorithmes d'optimisation.....	44
3-1-Les méthodes énumératives.....	44
3-2-Les méthodes déterministes.....	45
3-3-Les méthodes stochastiques.....	45
4-CONCLUSION.....	47

Chapitre 2: Méthodes numériques et modèles de comportements

I- LE CODE DE CALCUL SLIDE

1-INTRODUCTION.....	48
2-PRESENTATION DU CODE DE CALCUL.....	48
2-1-Analyse probabiliste.....	48
2-2-Analyse des éléments finis.....	49
3-LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES PAR SLIDE.....	49
3-1-Modèle élastique linéaire.....	49
3-2-Comportement élasto-plastique.....	49
3-3-Le modèle de MOHR COULOMB.....	50

II- FONCTIONNALITES DE MODELISATION DANS SLIDE

Limits.....	51
Project Settings.....	51
Entering Boundaries.....	51
Surface Options.....	52
Auto Grid.....	52
Definie slope limits.....	52
Add Water Table.....	53
Properties.....	53
Analysis Methods.....	53
Compute.....	54
InterpretGlobal Minimum Slip Surfaces.....	54

Chapitre 3: Etude du glissement de terrain

I-PRESENTATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1-DESCRIPTION DES EVENEMENTS.....	55
2-ETAT DES LIEUX.....	57

3-PROFIL GEOLOGIQUE.....	60
3-1-Géologie régionale.....	60
3-2-Géologie locale.....	61
4- INVESTIGATION GEOTECHNIQUE.....	62
4-1-Résultats du sondage et test SPT.....	62
4-2- Mesures inclinométriques.....	65
4-3-Mesure des fissures.....	69
4-4-Mesure des piquets de déplacement.....	74
4-5- Niveau des eaux souterraines.....	75

II-MODELISATION NUMERIQUE

1-ANALYSE DE STABILITE.....	77
2-ELABORATION DU MODELE DE REFERENCE.....	77
2-1-Conditions principales de l'analyse (calcul inverse).....	77
2-2-Analyse des résultats et model de référence.....	78
3-SOLUTIONS PROPOSEES.....	81
3-1-Variante 1 : Travaux d'allégement.....	81
3-2-Variante 2 : Pieux de stabilisation.....	85
3-3-Variante 3 : Etude du rehaussement.....	89
4-CONCLUSION.....	92

III – ANALYSE DE STABILITE DU CONFORTEMENT ADOPTE

1-INTRODUCTION.....	94
2-ETAPES DE CONFORTEMENT.....	95
2-1- Mise en place de la butée (B1)	95
2-2- Réalisation des pieux artis glissement (B1+P).....	96
2-3- Enlèvement d'une partie de la butée (B2+P).....	99
2-4- Re profilage par un matériau rocheux 0/600 (B2+P+R)	100
2-5- Rehaussement de la ligne rouge (B2+P+R+Reh).....	101
2-6- Drainage.....	102
3-ANALYSE DE LA STABILITE APRES REHAUSSEMENT.....	102
4-CONCLUSION.....	104

Chapitre 4: Etude probabiliste

1-INTRODUCTION.....	105
2-APPROCHES GEOTECHNIQUES.....	105
2-1-Méthodes déterministes.....	105
2-2-Méthodes probabilistes.....	106
3-APPLICATION NUMERIQUE.....	107
4-CONCLUSIONS.....	109
CONCLUSION GENERALE.....	110
RECOMMANDATION.....	111
ANNEXE 1-LES INCLINOMETRES.....	112
ANNEXE 2-CLASSIFICATION R34 DU MATERIAU DE LA BUTEE DANS LE GTR.....	115
Références bibliographiques.....	116

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Les éléments caractérisant les différentes familles de mouvements de terrains.....	17
Tableau 1.2 Classification de glissement de terrain en fonction de la surface.....	20
Tableau 1.3 La classification de glissement de terrain en fonction de la vitesse.....	20
Tableau 1.4 Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation.....	32
Tableau 1.5 Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain.....	33
Tableau 1.6 Méthodes et équation d'équilibre limite.....	42
Tableau 3.1 But des investigations.....	62
Tableau 3.2 Résultats des essais SPT.....	64
Tableau 3.3 Résultats des sondages.....	64
Tableau 3.4 Résultats des lectures sur les inclinomètres.....	66
Tableau 3.5 Résultats des mesures des fissures.....	69
Tableau 3.6 Déplacement horizontal des piquets.....	72
Tableau 3.7 Déplacement vertical des piquets.....	72
Tableau 3.8 Niveau des eaux souterraines.....	75
Tableau 3.9 Caractéristiques des deux couches.....	77
Tableau 3.10 Conditions principales.....	78
Tableau 3.11 Caractéristiques du remblai de la butée.....	78
Tableau 3.12 Caractéristiques de la surface de glissement.....	78
Tableau 3.13 Coordonnées géométrique des model de référence PK 410+940.....	79
Tableau 3.14 Coordonnées géométrique des model de référence PK 411+080.....	80
Tableau 3.15 FS des phases d'allégement.....	81
Tableau 3.16 Récapitulatif des FS d'allégements.....	83
Tableau 3.17 Force de stabilisation des pieux.....	85
Tableau 3.18 Récapitulatif des FS des pieux.....	86
Tableau 3.19 Récapitulatif des FS du rehaussement.....	91
Tableau 3.20 Etude comparative des trois variantes de confortement.....	93
Tableau 3.21 Paramètres des couches de sol initial.....	102
Tableau 3.22 Récapitulatif des valeurs de FS.....	104

Liste des figures

Figure 1.1 Effondrement a Naples (Italie).....	14
Figure 1.2 Chute de masse rocheuse.....	14
Figure 1.3 Eboulement.....	14
Figure 1.4 Coulée de boue Brésil.....	15
Figure 1.5 Erosion littorale.....	15
Figure 1.6 Les laves torrentielles.....	15
Figure 1.7 Affaissement de terrain.....	16
Figure 1.8 Tassement de la ville de Mexico.....	16
Figure 1.9 Schéma explicatif du phénomène : Retrait –gonflement.....	16
Figure 1.10 Schéma explicatif du phénomène : fluage.....	17
Figure 1.11 Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain.....	18
Figure 1.12 Glissement plan.....	18
Figure 1.13 Glissement circulaire.....	18
Figure 1.14 Glissement circulaire.....	19
Figure 1.15 Glissement quelconque.....	19
Figure 1.16 Instabilité des talus (cas des routes).....	20
Figure 1.17 Surcharge de remblai au sommet de talus.....	21
Figure 1.18 Les déblais et les excavations à la base du talus.....	21
Figure 1.19 Glissement de terrain causé par une explosion(Italie).....	21
Figure 1.20 Glissement du terrain causé par les conditions hydrauliques.....	22
Figure 1.21 Glissement de terrain causé par la présence d'érosion.....	22
Figure 1.22 Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.....	22
Figure 1.23 Glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques.....	23
Figure 1.24 Glissement de terrain à cause des éruptions volcaniques.....	23
Figure 1.25 La butée de pied.....	24
Figure 1.26 Allègement en tête.....	25
Figure 1.27 Reprofilage.....	25
Figure 1.28 Substitution partielle des matériaux glissés.....	25
Figure 1.29 Drainage de surface.....	26
Figure 1.30 Eperon et masque drainant.....	26
Figure 1.31 Coupe d'une tranchée drainante.....	27
Figure 1.32 Drains subhorizontaux.....	27
Figure 1.33 Galerie drainante.....	27
Figure 1.34 Type d'ouvrages rigides : mur poids.....	28
Figure 1.35 Gabion.....	28
Figure 1.36 Mur en terre armé.....	29
Figure 1.37 Murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques.....	29
Figure 1.38 Stabilisation par Clouage.....	30
Figure 1.39 Pieux de stabilisation.....	30
Figure 1.40 Exemple de mur renforcé par ancrage.....	31
Figure 1.41 Talus végétalisé.....	31
Figure 1.42 Recherche d'une méthode de stabilisation.....	32
Figure 1.43 Description de la surface de rupture.....	35
Figure 1.44 Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.....	36
Figure 1.45 Démonstration des forces agissantes sur une tranche.....	36
Figure 1.46 Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS.....	37
Figure 1.47 Force considérées dans la méthode de JANBU.....	38
Figure 1.48 Représentation des forces sur une tranche selon Morgenstern et Price.....	39
Figure 1.49 Méthode de l'abaque de HOEK.....	41
Figure 1.50 Schéma du principe d'une analyse inverse.....	43
Figure 1.51 Exemple d'exploration exhaustive de l'espace de recherche.....	44
Figure 1.52 Principe de la méthode du recuit simulé.....	45
Figure 2.1 Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	49
Figure 2.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	50
Figure 2.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	50
Figure 2.4 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	50

Figure 3.1 Historique du glissement.....	56
Figure 3.2 Etat des lieux et localisation des sondages.....	57
Figure 3.3 Carte géologique de l'extrême nord-est de l'Algérie.....	60
Figure 3.4 Carte géologique du secteur d'Aïn Assel.....	61
Figure 3.5 Emplacement des sondages à la ligne de glissement au PK 410+940.....	63
Figure 3.6 Emplacement des sondages à la ligne de glissement au PK 411+080.....	63
Figure 3.7 Méthode de colmatage des fissures.....	69
Figure 3.7' Résultats des mesures des fissures.....	70
Figure 3.8 Résultats des mesures des piquets des déplacements.....	74
Figure 3.9 Résultats des observations des pluies et du niveau des eaux souterrain.....	76
Figure 3.10 Modèle de référence du glissement au PK 410.....	79
Figure 3.11 Etat d'équilibre limite au PK 410.....	79
Figure 3.12 Model de référence du glissement au PK 411.....	80
Figure 3.13 Etat d'équilibre limite au PK 411.....	80
Figure 3.14 FS de la phase 1.1 au PK 411+080.....	82
Figure 3.15 FS de la phase 1.2 au PK 411+080.....	82
Figure 3.16 FS de la phase 1.3 au PK 411+080.....	83
Figure 3.17 Profil en travers des travaux d'allègement.....	84
Figure 3.18 Vue en plan des travaux d'allègement.....	84
Figure 3.19 Force de stabilisation.....	85
Figure 3.20 FS pour une file de pieux (Ligne de glissement au PK 410+940).....	86
Figure 3.21 FS pour une file de pieux (Ligne de glissement au PK 411+080).....	86
Figure 3.22 FS pour deux files de pieux (Ligne de glissement au PK 410+940).....	87
Figure 3.23 FS pour deux files de pieux (Ligne de glissement au PK 411+080).....	87
Figure 3.24 Tracé en plan des travaux des pieux.....	88
Figure 3.25 Profil en travers type des travaux des pieux.....	88
Figure 3.26 Profil en travers type des travaux de rehaussement.....	89
Figure 3.27 Tracé en plan des travaux de rehaussement.....	90
Figure 3.28 FS après rehaussement PK 410+940.....	91
Figure 3.29 FS après rehaussement PK 411+080.....	91
Figure 3.30 FS Butée (B1) au PK 410+940.....	95
Figure 3.31 FS Butée (B1) au PK 411+080.....	95
Figure 3.32 Force de stabilisation.....	96
Figure 3.33 FS Butée (B1) + Pieux (P) au PK 410+940.....	96
Figure 3.34 FS Butée (B1) + Pieux (P) au PK 411+080.....	96
Figure 3.35 Inclinaison de la force de stabilisation.....	97
Figure 3.36 Longueur du pieu.....	98
Figure 3.37 FS Butée (B2) + Pieux (P) au PK 410+940.....	99
Figure 3.38 FS Butée (B2) + Pieux (P) au PK 410+940.....	99
Figure 3.39 FS Reprofilage par enrochement au PK 410+940.....	100
Figure 3.40 FS Reprofilage par enrochement au PK 411+080.....	100
Figure 3.41 FS Après rehaussement au PK 410+940.....	101
Figure 3.42 FS Après rehaussement au PK 411+080.....	101
Figure 3.43 Système de drainage utilisé.....	102
Figure 3.44 FS minimale et surface de rupture la plus probable.....	103
Figure 3.45 FS minimale et surface de rupture la plus probable après ajustement.....	103
Figure 4.1 Probabilité de rupture pour un glissement suivant une distribution normale.....	106
Figure 4.2 FS d'une étude probabiliste.....	108
Figure 4.3 Histogramme de la probabilité pour que $FS \leq 1.36$	109

Liste des photos

Photos 3.1 Vue d'ensemble du glissement de terrain au PK 410.....	58
Photos 3.2 Fissure de compression qui a surgi sur la route.....	58
Photos 3.3 État d'apparition des fissures de traction.....	59
Photos 3.4 Sondages carottés.....	63
Photos 3.5 Profondeur de surface de cisaillement.....	67
Photos 3.6 Lectures sur les inclinomètres.....	68

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pente constituent l'un des phénomènes considérés souvent comme étant des risques naturels déclenchés et réactivés par la seule force de la nature (propriété des sols, l'angle de la pente, la présence d'eau, ...).

Cependant, l'action humaine est souvent prépondérante dans ce type d'aléas et constitue l'un des facteurs déclenchant les plus répandus des instabilités. Et d'autre fois avec l'intervention des deux causes (nature et humaine). Ces instabilités, provoquent d'importants dégâts : ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées.

Puisque la construction de nombreuses infrastructures nécessite la mise en place de talus. L'analyse de la stabilité de ces talus comporte, outre la connaissance du site, et le choix des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols. L'estimation de cette stabilité vis-à-vis la rupture est l'une des importants problèmes en géotechnique surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. Lambe [1] rappelait que les résultats obtenus sont le produit de méthodes de mesure, pour les paramètres, et de méthodes de calcul, et il précisait que les résultats doivent être appréciés en tenant compte de ces deux éléments.

Et en plus, les caractéristiques des sols sont complexes, variables dans l'espace et dans le temps. De ce fait, les paramètres que l'on doit introduire dans les calculs géotechniques, sont souvent mal connus. Ils existent de nombreux modèles constitutifs de pour représenter la plupart des comportements des sols réels, ces modèles approchés peuvent être utilisés avec une certaine confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres [2]. Les équations définissant le comportement des sols sont complexes et fortement non linéaires, ainsi que dans l'analyse des problèmes géotechniques (telle l'analyse de la stabilité des talus) les équations à résoudre sont souvent non linéaires.

Pour l'instant, les moyens actuels ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

Dans ce mémoire pour atteindre l'objectif visé, on va vous présenter le travail en trois chapitres:

Chapitre 1 :

Une généralité sur les mouvements du terrain: où on a essayé de donner une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses causes, les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes et les Méthodes de confortement.

Chapitre 2 :

Présentation du logiciel : On a donné les caractéristiques générales du logiciel utilisé pour les calculs des talus (Slide). Ce chapitre peut être considéré comme un manuel simple pour analyser les talus.

Chapitre 3:

L'étude et l'analyse d'un cas de glissement de terrain situé entre le PK 410 et PK 411 de l'autoroute Est-Ouest Wilaya d'El Tarf, il contient les points suivants :

- Reconnaissance du site : s'intéresse à l'étude de la zone du glissement et leur contexte géologique, contexte hydrogéologie, les investigations et test géotechnique carottage, SPT, mesure des fissures, lectures sur les inclinomètres.
- Analyse de la stabilité de la pente, on s'est penché sur trois variantes.
- Traitement du glissement : on a exposé les étapes de confortements.
- L'analyse de la stabilité est faite en utilisant le logiciel SLIDE tenant compte des caractéristiques initiales et réelles du site.

Chapitre 4:

- Une étude probabiliste est faite afin de déterminer la probabilité de rupture.

Enfin le mémoire est clôturé par une conclusion générale, des recommandations, et des annexes.

Le CD inclut contient le travail de ce mémoire.

Chapitre 1 : Recherche Bibliographique

I- GENERALITES SUR LES GLISSEMENT

1-INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables. Préalablement à l'étude des mécanismes, il convient tout d'abord dans ce chapitre de procéder à une classification des mouvements de terrain qui peuvent avoir des origines différentes et prendre des formes variées.

2-APERÇU SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

→ Qu'est-ce qu'un mouvement de terrain ?

Un mouvement de terrain, par opposition au phénomène d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse. Il n'a donc rien de commun avec le mouvement orogénique, le tremblement de terre ou le volcan qui trouvent leur origine dans les forces internes du globe terrestre, et sur lesquels l'homme n'a aucune prise. Sur le plan pratique, ces phénomènes intéressent en premier lieu l'homme, dans le sens qu'ils font courir des risques à sa vie et à ses constructions. Chaque année des accidents graves trouvent leur origine dans des mouvements de terrain.

→ Comment ? Quand ?

Le déclenchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible ; toutefois, il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse. Mais il faut noter que, fréquemment aussi, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme. Certains travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable.

En première analyse, on peut dire qu'une masse de terrain se met en mouvement sous l'action de pesanteur lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée. Il peut s'agir :

- De la résistance à la traction (éboulement rocheux)
- De la résistance à la compression simple (écrasement de piliers de mines)
- De la résistance au cisaillement (glissement)
- Du frottement roche sur roche pour les glissements de bancs rocheux sur un joint sec
- De la limite de fluage non amorti (certains glissements en milieu argileux)
- De la limite de liquidité d'Atterberg (écoulements viscoplastiques ou fluides)

3-DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Ce sont des déplacements brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures.

4-TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN

4-1-Les mouvements rapides et discontinus

➤ *Les effondrements*

Proviennent de la rupture brutale de cavités souterraines.



Figure 1.1 Effondrement à Naples (Italie)

➤ *Les chutes de pierres et de blocs*

Ce sont des chutes brutales et soudaines de masses rocheuses importantes, dont les causes peuvent être internes au massif.

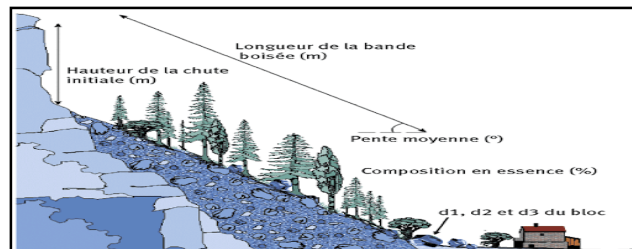


Figure 1.2 Chute de masse rocheuse

➤ *Ecrolement (L'éboulement)*

Ils sont des mouvements de terrain qui concernent des masses rocheuses. Ils sont engendrés par le détachement rapide d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers pied du versant.



Figure 1.3 Eboulement

➤ **Les coulées boueuses**

Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation, la couche superficielle du sol soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente.



Figure 1.4 Coulée de boue Brésil

➤ **Erosion littorale**

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements (côtes à falaises), érosion (côtes basses sableuses).



Figure 1.5 Erosion littorale

➤ **Les laves torrentielles**

Correspondent au transport de matériaux en coulées fluides dans le lit de torrents de montagne en période de crue. Ils sont dévastateurs, en raison de leur vitesse de déplacements et des volumes transportés.

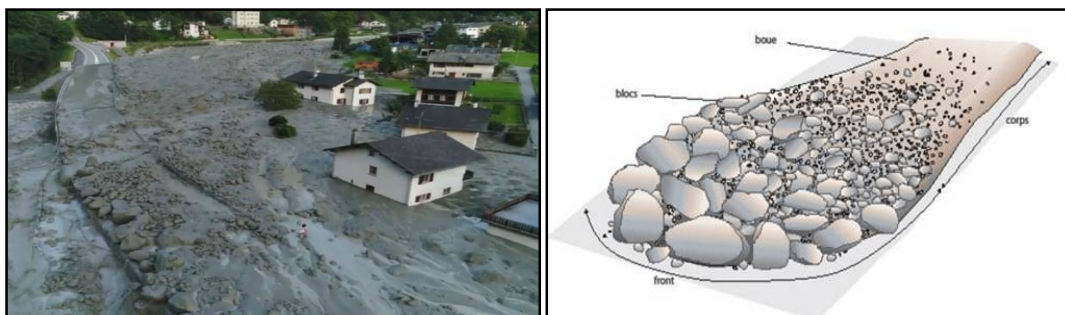


Figure 1.6 Les laves torrentielles

4-2-Les mouvements lents et continus

➤ Les affaissements de terrain

Evolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être des vides naturels par dissolution de roches solubles (calcaires, gypse...), des ouvrages souterrains exécutés sans précaution, des carrières souterraines.



Figure 1.7 Affaissement de terrain

➤ Les tassements

C'est une diminution de volume des sols (vases, tourbes, ...etc.), argiles sous l'effet des charges appliquées de l'assèchement. Ce phénomène peut affecter des agglomérations entières (Mexico, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

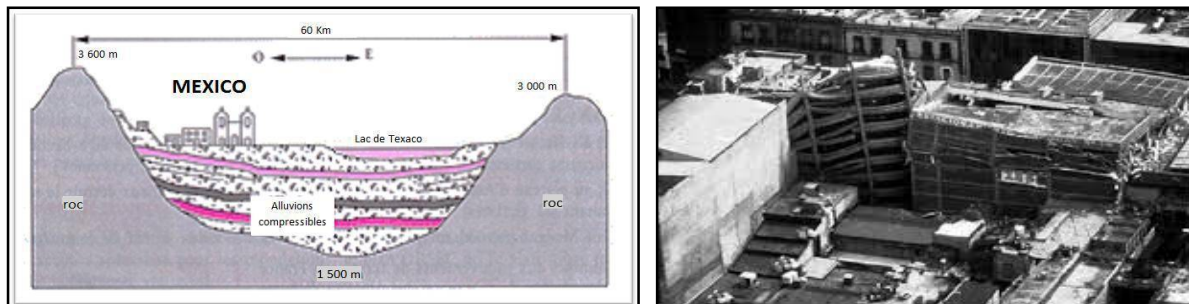


Figure 1.8 Tassement de la ville de Mexico

➤ Le retrait-gonflement

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

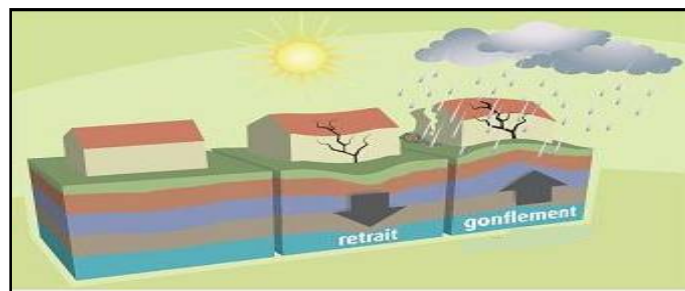


Figure 1.9 Schéma explicatif du phénomène : Retrait –gonflement

➤ **Le fluage**

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

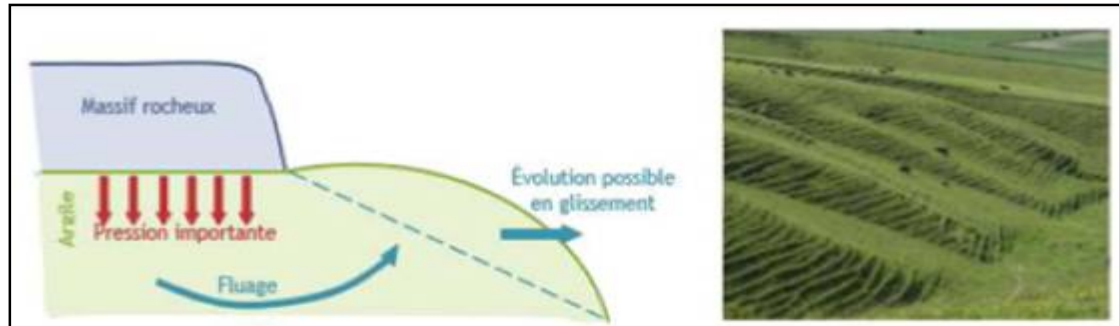


Figure 1.10 Schéma explicatif du phénomène : fluage

➤ **Les glissements**

Le détail est présenté dans le sous titre suivant.

Le tableau 01 synthétise les éléments qui caractérisent les différentes familles de mouvements de terrains.

Tableau 1.1 Les éléments caractérisant les différentes familles de mouvements de terrains [18].

Terrain		Vitesse moyenne	volume	Facteur déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelque m à plus de dix millions m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelque m à plus de dix millions m ³	Chargement, évolution du matériau
Eroulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	De quelque m à plus de dix mille m ³	Eau, gel dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	Très fortes pluies, rupture de digues

5-GLISSEMENTS

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Ils se manifestent le déplacement d'une masse de matériau le long d'une (ou plusieurs) surfaces de rupture. La forme de cette dernière dépend en partie de la structure géologique du site. Ces surfaces peuvent être de forme quelconque.

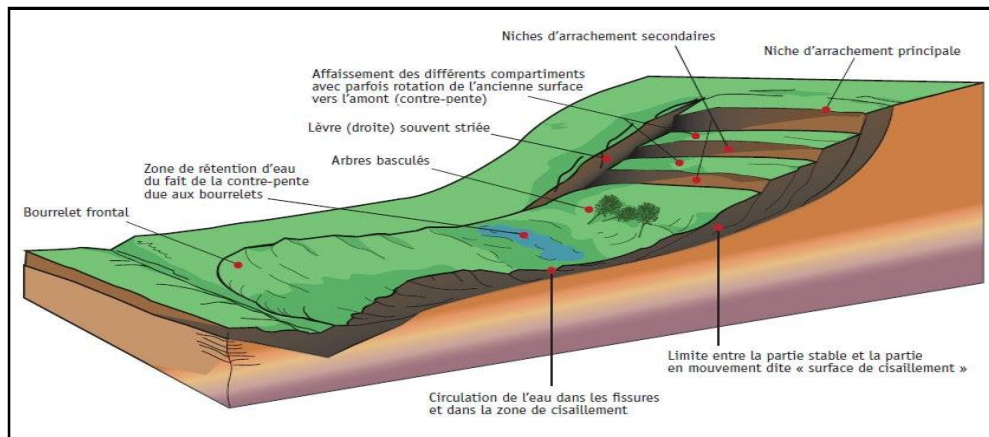


Figure 1.11 Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain

En se basant sur la surface de rupture, distinguent trois principaux types de glissements :

5-1-Glissement Plan

Il est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes). Les ruptures peuvent adopter différentes positions (à flanc de talus ou au pied de talus). La ligne de rupture dans un glissement plan a de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau une telle couche est appelée couche savon.



Figure 1.12 Glissement plan

5-2-Le Glissement Circulaire ou Rotationnel

La surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



Figure 1.13 Glissement circulaire

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits, (à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus), (figure 1.14). Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions [21].

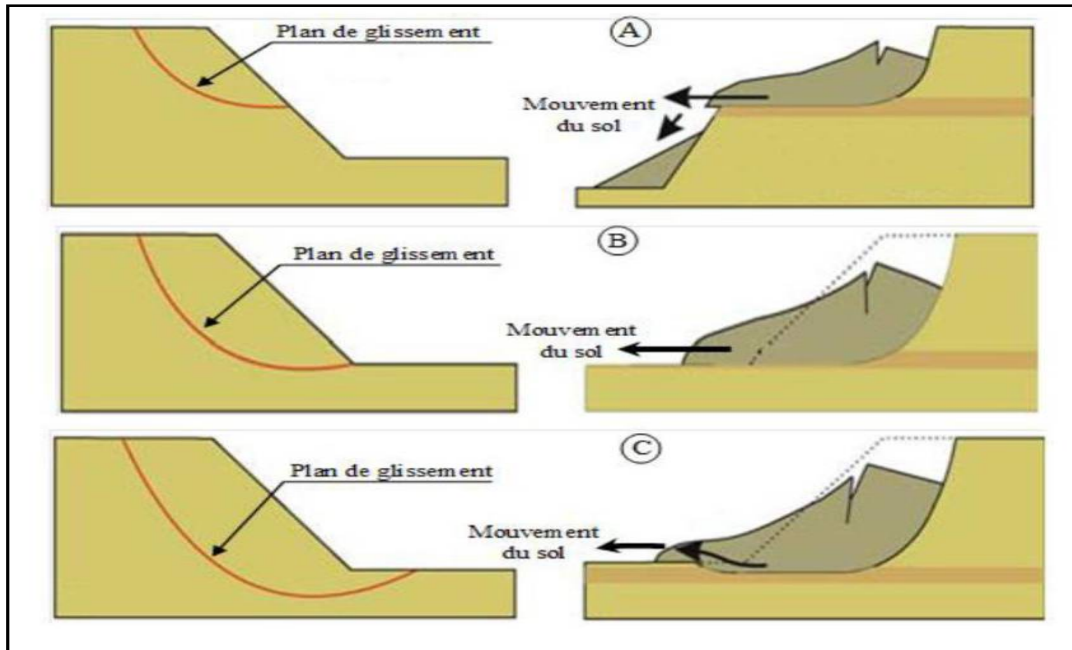


Figure 1.14 Glissement circulaire

5-3-Glissement quelconque (aléatoire)

Très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière (figure 1.15). Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures sont causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes.

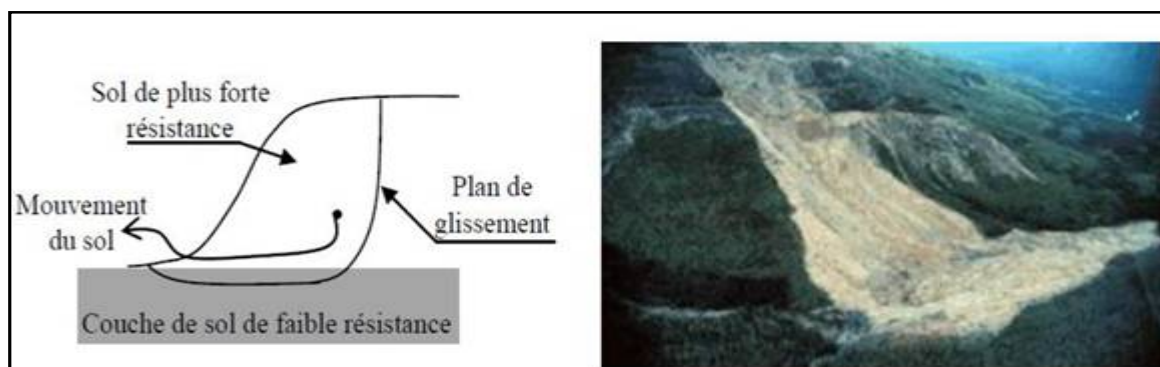


Figure 1.15 Glissement quelconque

6-CLASSIFICATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN

Les glissements peuvent n'affecter que les couches superficielles du sol ou bien, atteindre plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ils se différencient par [19] :

- **Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (sous la surface du sol) :**

Tableau 1.2 Classification de glissement de terrain en fonction de la surface (Office fédérale de l'environnement Division .Prévention du danger 2009)

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

- **Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme) :**

Tableau 1.3 La classification de glissement de terrain en fonction de la vitesse

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

7-PRINCIPALES CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, telle 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 pente en raison des terrassements, et dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...).



Figure 1.16 Instabilité des talus (cas des routes)

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

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

- **Les causes dues à des surcharges au sommet du talus**

Un remblai temporaire ou permanent modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention.

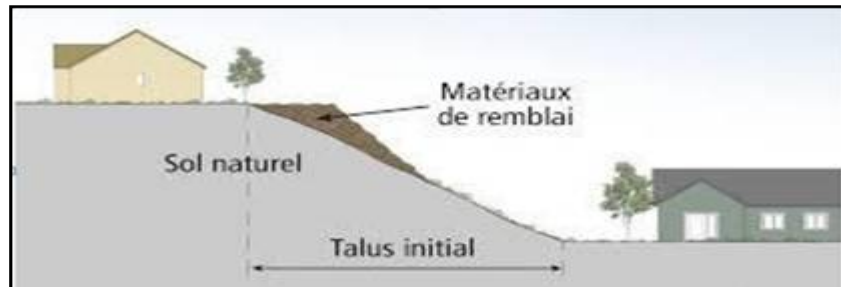


Figure 1.17 Surcharge de remblai au sommet de talus

- **Les déblais ou l'excavation à la base du talus**

Elles modifient les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus.



Figure 1.18 Les déblais et les excavations à la base du talus

- **Les explosions**

Elles engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.



Figure 1.19 Glissement de terrain causé par une explosion (Italie)

- **Les causes naturelles**

La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques, etc. parmi ces causes naturelles :

- **Les conditions hydrauliques**

La compréhension du régime hydraulique du site conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement et elle nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Certains éléments sont de premières importances. Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.
- De l'alimentation hydraulique du site.
- De l'évolution de la nappe au cours du temps.

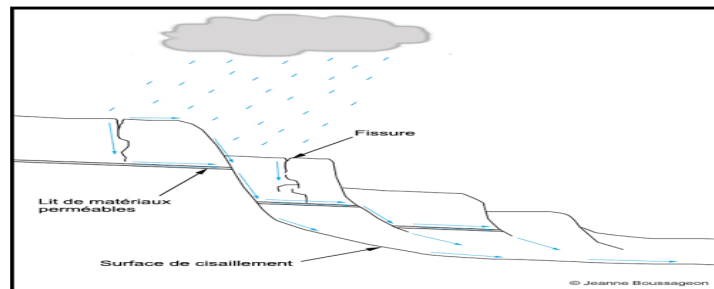


Figure 1.20 Glissement du terrain causé par les conditions hydrauliques

- **La présence d'érosion**

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes.



Figure 1.21 Glissement de terrain causé par la présence d'érosion

- **L'inclinaison de la pente**

Tant que les forces stabilisatrices FS (de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée.

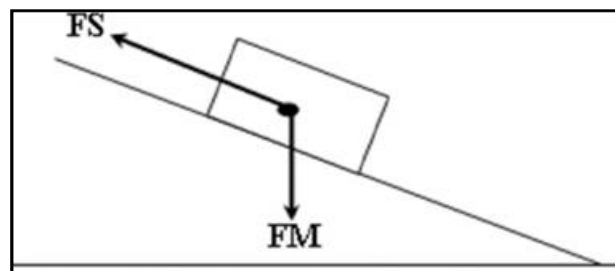


Figure 1.22 Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol

– **Propriétés géotechniques des sols (résistance au cisaillement)**

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré.

– **Les séismes et volcans**

Ils 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.
- La force déstabilisatrice due au séisme lui-même.

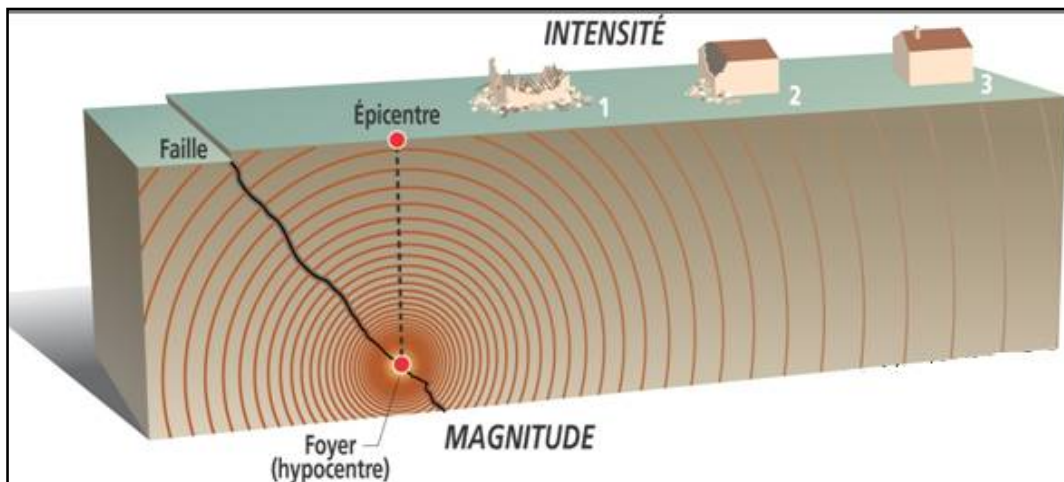


Figure 1.23 Glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques



Figure 1.24 Glissement de terrain à cause des éruptions volcaniques

II- METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE SOLS

1-INTRODUCTION

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix varie avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et varie aussi avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site, La période de l'année pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes:

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);
- Drainage ;
- Renforcement

2-METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS

2-1- Modifications géométriques

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite:

➤ **Butée de pied**

Le chargement en pied (ouvrage de butée ou banquette) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable. Le dimensionnement se fait par un calcul de stabilité au « grand glissement » de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. Cette stabilité suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
 - L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.
- Les ouvrages de butée, en plus de leur action gravitaire, peuvent assurer le drainage.

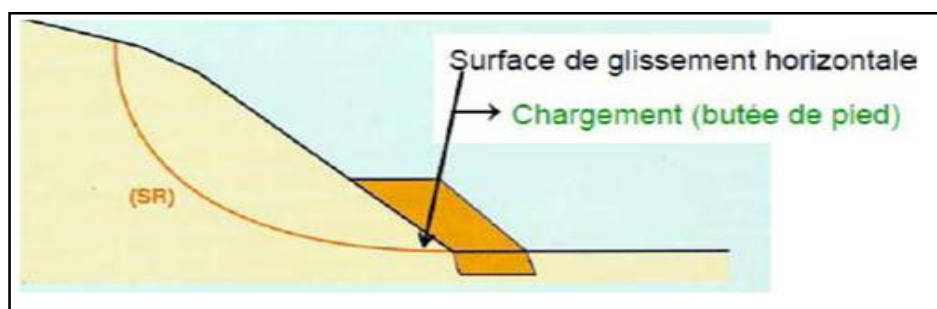


Figure 1.25 La butée de pied

➤ Allègement en tête

Il consiste à terrasser le matériau de la partie supérieure, Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du FS. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme. Une action complémentaire (drainage, recharge en pied, par exemple) devra généralement être recherchée pour obtenir le gain de sécurité.

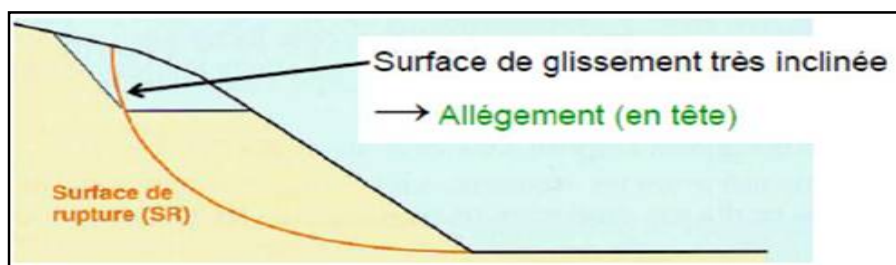


Figure 1.26 Allègement en tête

➤ Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne, Il est de pratique courante adapté aux talus de déblais et mal adapté aux versants naturels instables.

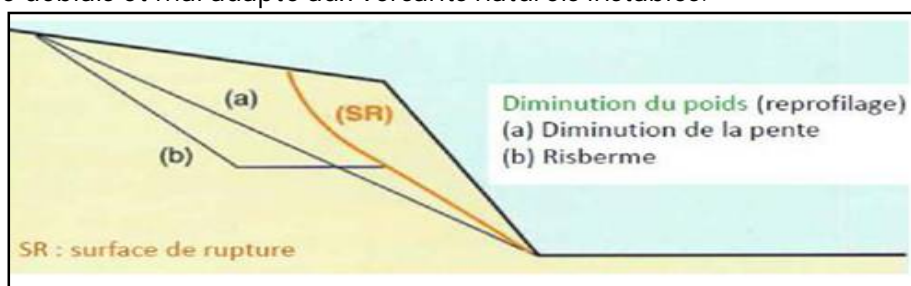


Figure 1.27 Reprofilage

➤ Substitution totale ou partielle

Elle consiste à venir purger (partiellement ou totalement) les matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par celui de meilleure qualité. La tenue des talus provisoires dépend des terrassements, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

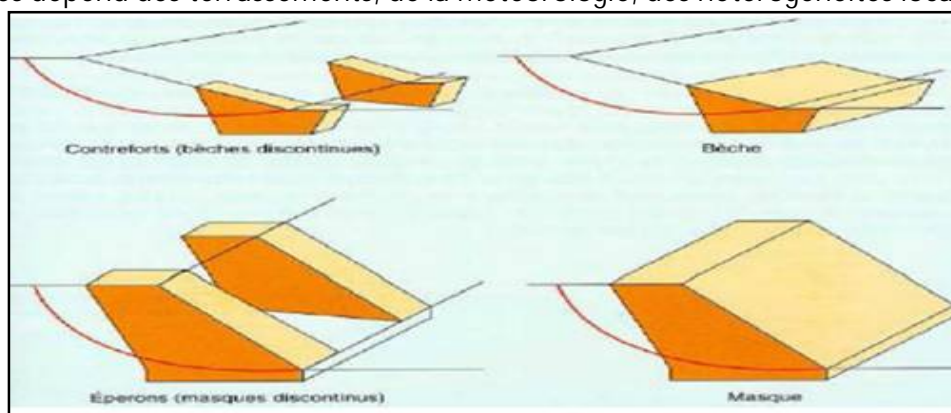


Figure 1.28 Substitution partielle des matériaux glissés

➤ Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est limitée aux glissements de taille modeste.

2-2-Drainage

L'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

➤ *Collecte et canalisation des eaux de surface*

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement.



Figure 1.29 Drainage de surface

➤ *Masques et éperons drainants*

Ils sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle, mais leurs caractéristiques de frottement apportent également un gain de stabilité.

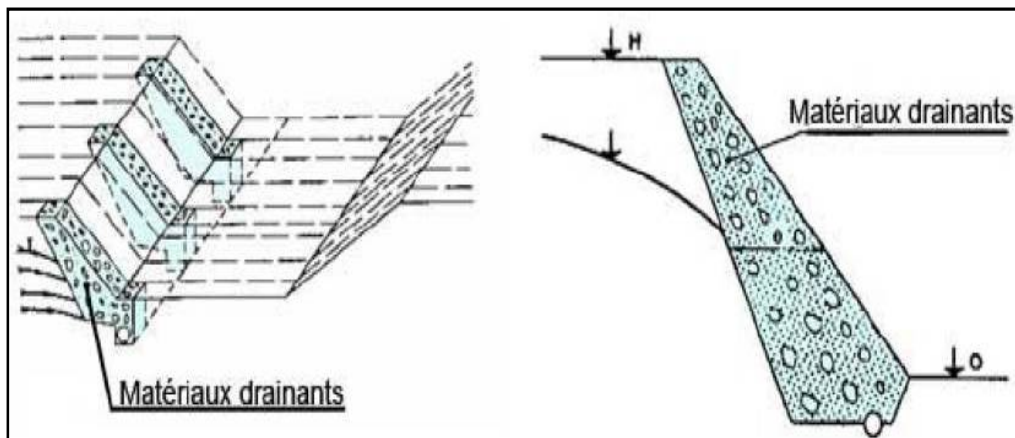


Figure 1.30 Eperon et masque drainant

➤ **Les tranchées drainantes**

Ils sont des ouvrages utilisés pour rabattre le niveau de la nappe (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

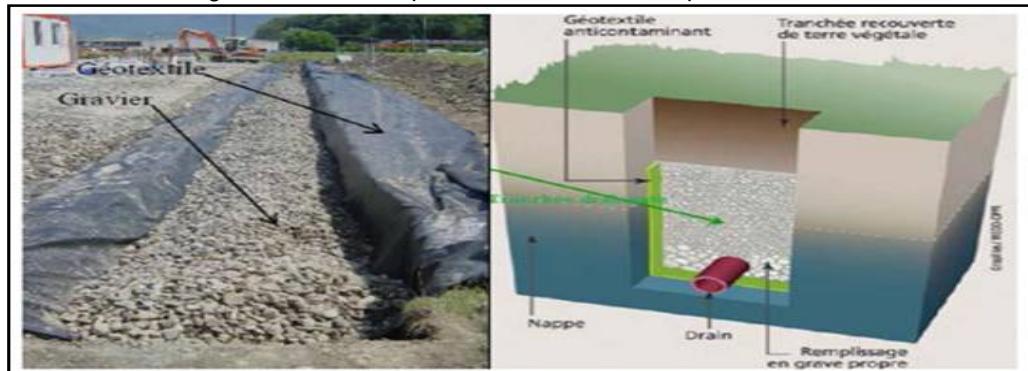


Figure 1.31 Coupe d'une tranchée drainante

➤ **Drains subhorizontaux**

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

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

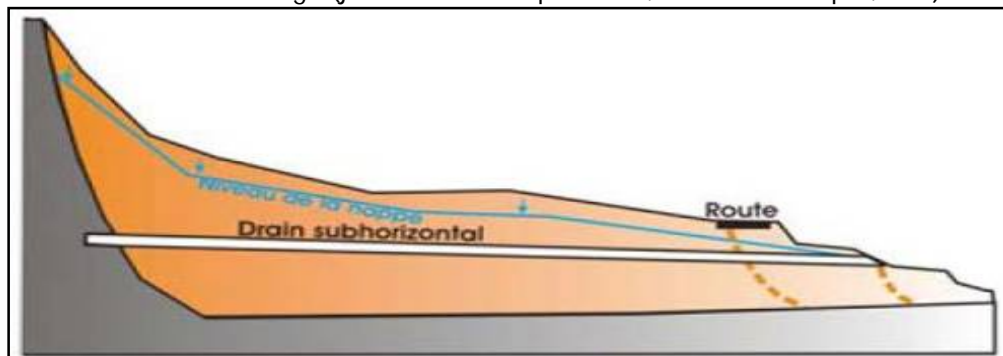


Figure 1.32 Drains subhorizontaux

➤ **Drains verticaux, galeries drainantes**

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. Les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

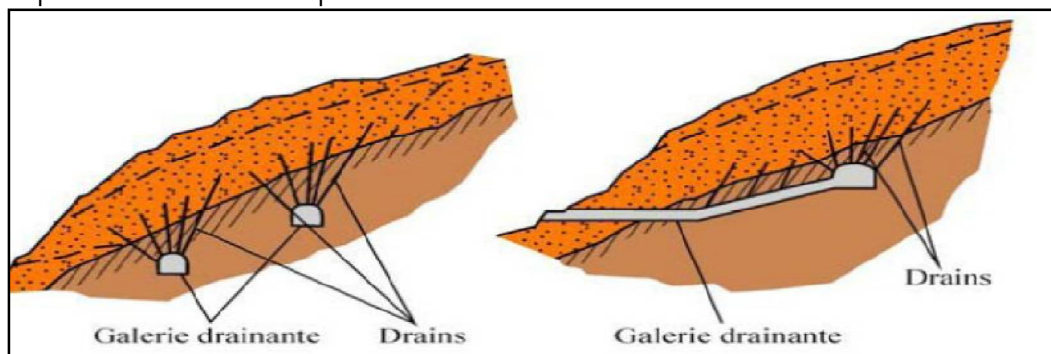


Figure 1.33 Galerie drainante

2-3- Renforcement

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve trois types de renforcement les ouvrages de soutènement, les inclusions et la protection superficielle :

2-3-1- Les ouvrages de soutènement

➤ Les ouvrages rigides

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement (la déformation du sol étant une compression).

*Quelques exemples de murs rigides : Mur poids, Mur cantilever et Mur ancré.

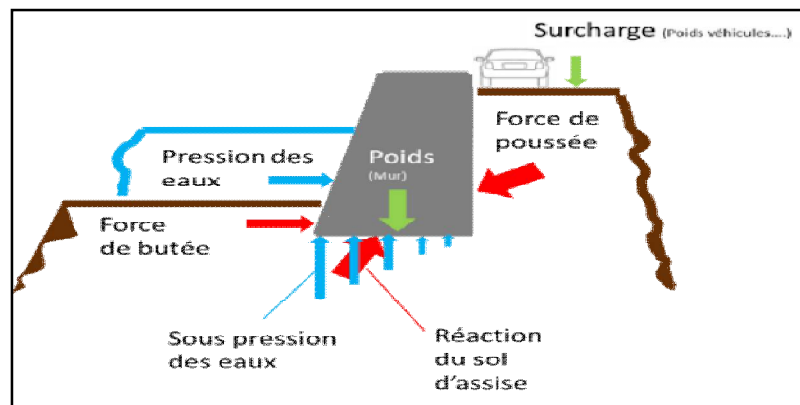


Figure 1.34 Type d'ouvrages rigides : mur poids

➤ Les ouvrages souples

Ils sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures ou grilles (synthétiques ou métalliques), par nappes de géotextiles. Fonctionnent comme les massifs poids, on les dimensionne en deux phases vis-à-vis de :

- la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques,
- la stabilité externe. Ils sont utilisés plus couramment que les murs rigides.

*Quelques exemples de murs souples :

– Gabions

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple. C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



Figure 1.35 Gabion

– **Mur en Terre armée**

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un parement mince constitué initialement de feuillets métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue ;
- Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposés à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical.
- Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.

La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement à l'avancement.



Figure 1.36 Mur en terre armé

– **Mur renforcé par nappes de géotextiles**

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

-Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géo grilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géo synthétiques.

-Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

-Le massif de terre en remblai est mis en œuvre.

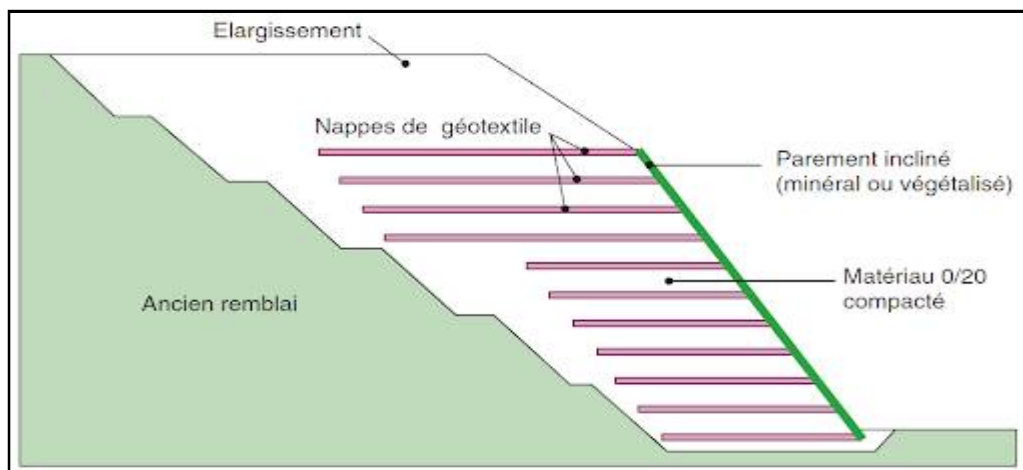


Figure 1.37 Murs en remblai renforcé par des éléments géo synthétiques

2-3-2- Les inclusions

Elles sont employées durant les dernières années dans la stabilisation des pentes instables. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions:

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement [22].

➤ *Clous et micropieux*

La stabilisation repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

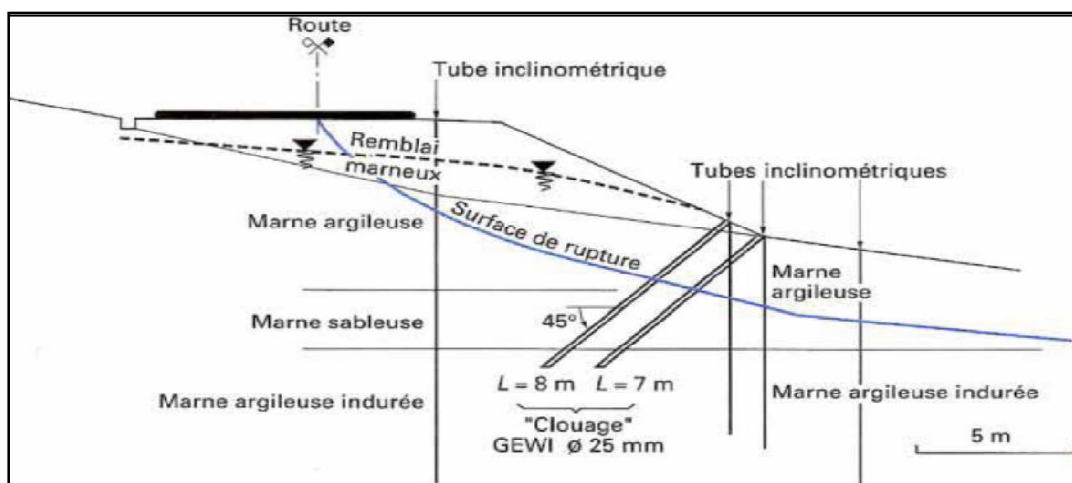


Figure 1.38 Stabilisation par Clouage

➤ *Pieux et barrettes*

La stabilisation par pieux ou barrettes procède du même principe que précédemment, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent en flexion/cisaillement.

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux (surface de glissement) ;

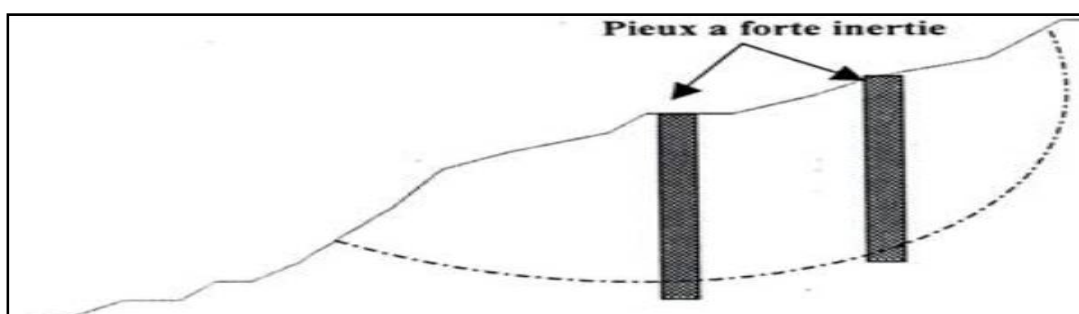


Figure 1.39 Pieux de stabilisation

➤ *Tirants d'ancrages*

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être reparté sur la surface du terrain par l'intermédiaire de petits massifs en béton armé.



Figure 1.40 Exemple de mur renforcé par ancrage

2-3-3-Protection superficielle

La stabilité générale du talus étant assurée, cependant son état de surface peut se dégrader par érosion sous l'action des agents météoriques pluie, vent, gel. . C'est une protection active dont le but est de limiter l'érosion superficielle.

La technique consiste à réinstaller un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement, ce qui permet à la végétation de fixer le talus par son emprise au sol (racines, couvert aérien) et limite ainsi le départ de sols et de pierres.



Figure 1.41 Talus végétalisé

3-CHOIX D'UNE TECHNIQUE DE CONFORTEMENT

3-1- Méthodologie de choix d'une technique de confortement

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Une démarche méthodologique doit être suivie : elle est présentée dans le tableau 1.4. Il est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer son choix [3].

Tableau 1.4 Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation

Phase d'étude	Éléments nécessaires
Analyse à rebours du glissement. Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistance au cisaillement sur $F = 1$.	Profil géotechnique Paramètres géométriques, hydrauliques, mécaniques Calcul de stabilité.
Détermination de l'influence sur F des actions envisageables : - modification de la géométrie ; - abaissement de la nappe ; - renforcements au niveau de la surface de rupture.	Calculs de stabilité
Définition des solutions techniques.	Limites et avantages des techniques envisagées Caractéristiques particulières du glissement
Choix d'une solution.	Contraintes économiques Délais Savoir-faire des entreprises Risques acceptables à court et long terme
Dimensionnement de la solution.	Calcul de stabilité Essais préalables (tirants, drains, etc.) Réglementation
Travaux.	Contrôles des structures (déplacements, efforts, etc.) Contrôle des paramètres du glissement

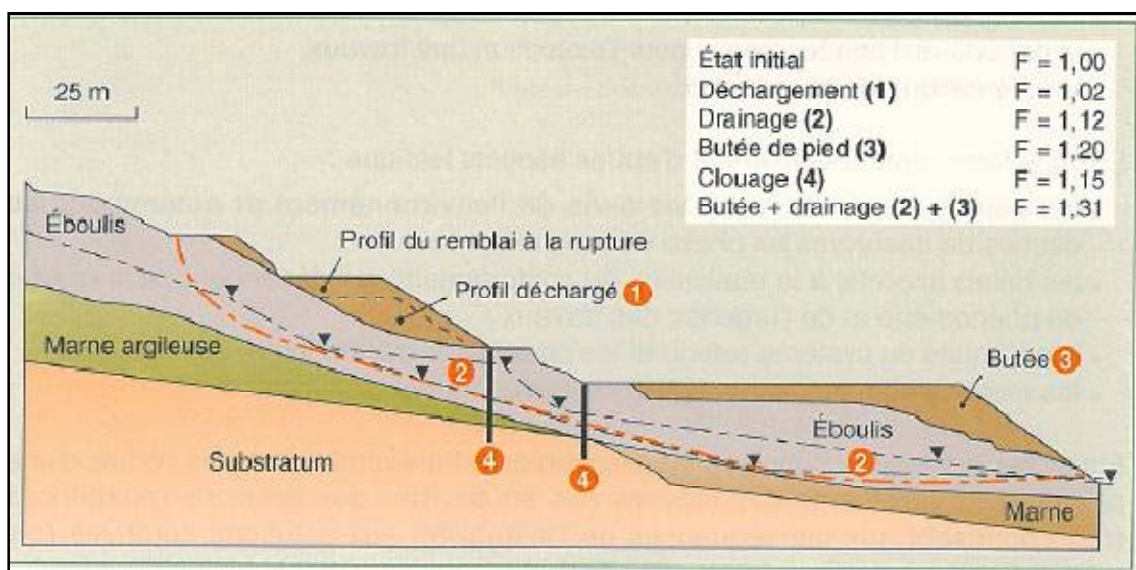


Figure 1.42 Recherche d'une méthode de stabilisation

3-2-Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise les limites d'utilisation.

Tableau 1.5 Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20 à 1,30	- accès et emprises nécessaires - présence d'un horizon résistant à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,50	- s'applique à de petits volumes - protection de la surface mise à nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1,20	- accès et emprises nécessaires - terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,50	- terrassements importants - ancrer sous la surface de rupture - travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution	1,20	- ancrer sous la surface de rupture - travail par plots - gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène, matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,20	- terrassements réduits - protection du matériau allégé - gérer les circulations d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- implique une surface supérieure à celle du glissement - entretien indispensable
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastiques, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - vérification du rabattement - entretien indispensable
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1,30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée, murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1,50	- ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture
		Ouvrages souples		1,20	- gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F = 1,5)	1,20	- problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) - associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F = 1,5)	1,20	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage
				1,30	
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F = 1,5)	1,10	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage
				1,20	

4-CONCLUSION

Dans la partie I et II, on a met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (écroulement, glissement, les coulées boueuses, etc.) ; leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains.

Dans la plupart des glissements, un certain nombre de causes agissent simultanément, et dire lequel est le facteur final reste difficile à connaître car souvent un facteur final devient une autre cause de plus qui provoque le mouvement du sol à la rupture.

Pour cela, on a cité les différentes méthodes de confortement et leurs applications suivant le type et la cause de glissement du versant, le risque et la faisabilité de la solution.

La réparation d'un glissement de terrain existant est une fonction de la réduction des forces motrices ou bien celle de l'augmentation des forces de résistances.

Ces méthodes peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, protection superficielle, réalisation des drains ou par introduction des éléments de soutènements.

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs techno-économiques.

III- METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

1-INTRODUCTION

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du FS et de repérer la surface de rupture relative la plus probable. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes les plus courantes utilisées, qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques, basées sur le concept des éléments finis.

2-CALCUL DE STABILITE DES TALUS

Les méthodes de calcul sont basées sur la constatation suivante: lorsqu'il y a glissement, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S » dans la figure 1.43, on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe [20].

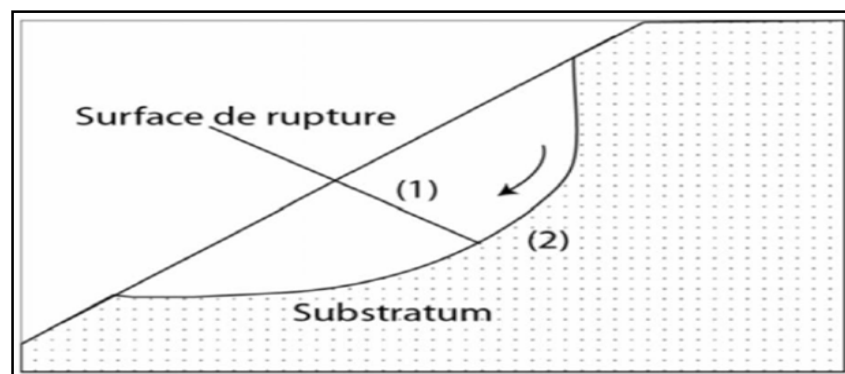


Figure 1.43 Description de la surface de rupture

3-DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Le calcul de stabilité est généralement estimé à l'aide d'un coefficient de sécurité FS . Ceci est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$FS = \frac{\text{moments des forces résistance au mvt}}{\text{moments des forces provoquant le mvt}} \quad (1)$$

Théoriquement :

$FS > 1$	le talus est stable
$FS < 1$	le talus ne peut que glisser
$FS = 1$	le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissuration.

4-METHODES DE CALCUL

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

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

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol se faire de deux manières:

1. On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...).
2. Décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre Individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthodes de FELLENIUS, de BISHOP, JANBU...).

4-1-Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite

4-1-1-Méthode Des Tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surfaces de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

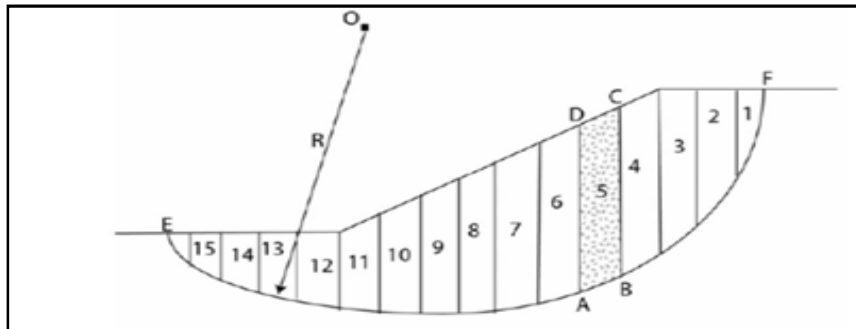


Figure 1.44 Description de découpage en tranches avec la surface de rupture

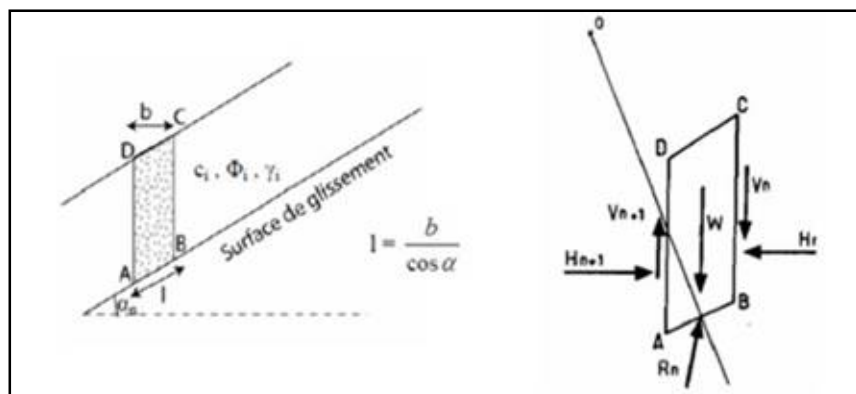


Figure 1.45 Démonstration des forces agissantes sur une tranche

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées. Son poids :

$$W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n \quad (2)$$

Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} . La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistances de cisaillement) Elle se compose en une composante normale et tangentielle.

4-1-2-Méthode De FELLENIUS (1936)

On considère dans cette méthode Appelée aussi méthode suédoise ou ordinaire, que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .
- L'équilibre étudié est l'équilibre des moments.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- Le moment résistant maximal que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

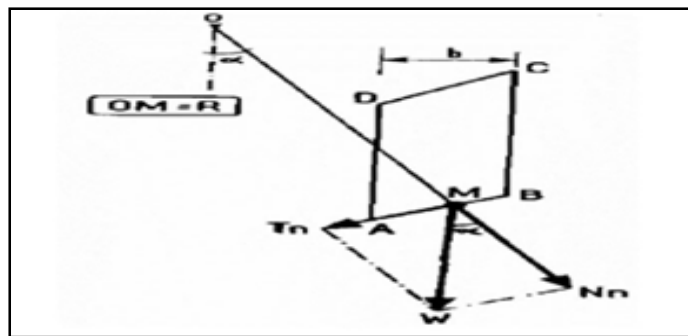


Figure 1.46 Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS

-D'après la loi de Coulomb, on définit les forces suivantes : (Figure 1.46)

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_n \quad AB = l_n = b_n / \cos \alpha_n \quad (2), (3)$$

$$R_n = C_n \cdot AB + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \phi_n \quad N_n = W_n \cdot \cos \alpha_n \quad (4), (5)$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit :

$$\sum_1^m \left(C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_i \right) \quad T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (6), (7)$$

M est le nombre de tranches

C, ϕ : Caractéristiques mécaniques dans la couche dans laquelle est situé l'arc AB

Le moment moteur dû à T_n est égal à $T_n \cdot R$

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left(C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_n \right)}{\sum_1^m W_n \sin \alpha_n} \quad (8)$$

4-1-3-Méthode De BISHOP Simplifiée (1954)

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- l'équilibre étudié est l'équilibre des moments.
- Les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls.

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i b_i + W_i \tan\phi_i)}{m_\alpha \sum_1^m W_i \sin \alpha_i} \tag{9}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan\alpha_i \tan\phi_i}{F_s} \right) \tag{10}$$

Pour déterminer FS, il faut procéder par des itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur F_{s0} le FS obtenu par la méthode de FELLENIUS. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de FELLENIUS (ne vérifie pas l'équilibre des forces).

4-1-4-Méthode De JANBU (1956)

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales et suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire), cette méthode vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation :

$$F_s = \frac{\sum [c'l + (N - ul)\tan\phi'] \cos\alpha}{\sum N \sin\alpha} \tag{11}$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à :

$$F_s = \frac{\sum [c'l + (N - ul)\tan\phi'] \cos\alpha}{\sum W \sin\alpha} \tag{12}$$

Ce coefficient de sécurité F_r est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol

$$F_s = f_0 * F_s \tag{13}$$

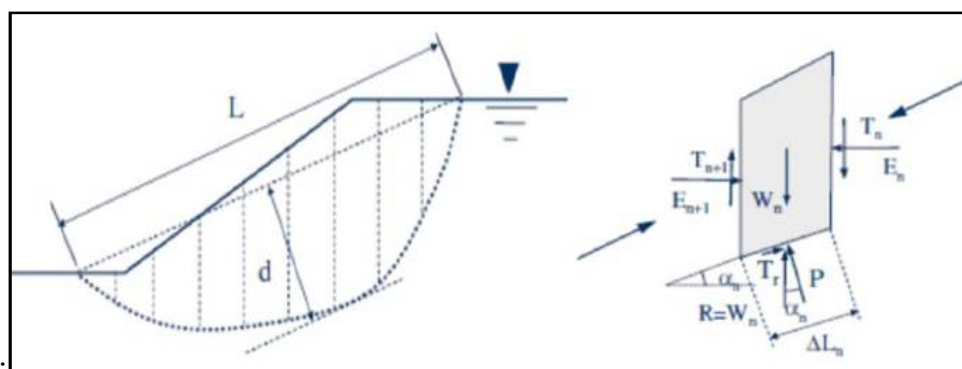


Figure 1.47 Force considérées dans la méthode de JANBU

4-1-5-Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches. cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan\theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i) \tag{14}$$

Où : θ_i est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

λ est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$ est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

X'_i est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Selon zolfaghari, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranches (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sec\alpha}{F} + \frac{\tan\phi'}{F} (W \cdot \cos\alpha - W \cdot a_v \cdot \cos\alpha - W \cdot a_h \cdot \sin\alpha - u \cdot b \cdot \sec\alpha + q_c \cdot b \cdot \cos\alpha) - W \cdot \sin\alpha + W \cdot a_v \cdot \sin\alpha - W \cdot a_h \cdot \cos\alpha - q_c \cdot b \cdot \sin\alpha}{\cos(\alpha - \theta_i) \cdot (1 + \tan(\alpha - \theta_i) \cdot \frac{\tan\phi'}{F})} \tag{15}$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q \cdot \cos\theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \tag{16}$$

$$\text{L'ordonnée du point d'application de la résultante } Q_i \text{ devient } Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \tag{17}$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum (Q_i \cdot \cos\theta_i) = 0 \tag{18.1}$$

$$\sum (Q_i \cdot \sin\theta_i) = 0 \tag{18.2}$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ($x=0 ; y=0$) :

$$\sum M = \sum (Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \tag{19}$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (18.1) ou (18.2) et l'équation (19). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\sum M| + |\sum (Q_i \cdot \cos\theta_i)| = |\sum (Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi})| + |\sum (Q_i \cdot \cos\theta_i)| = 0 \tag{20}$$

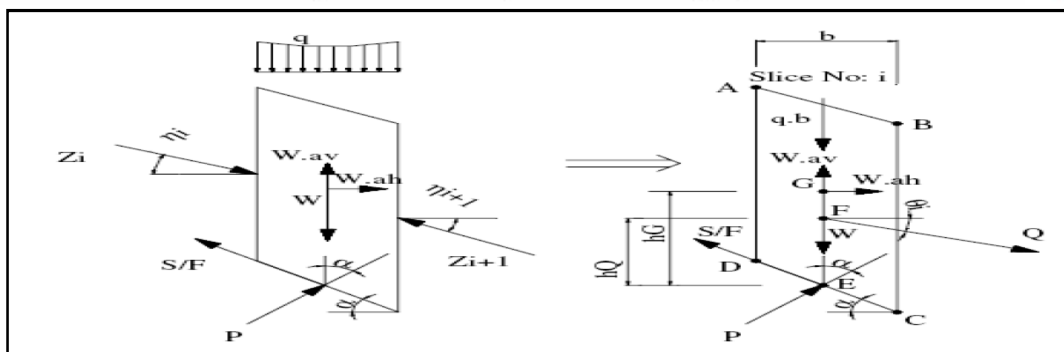


Figure 1.48 Représentation des forces sur une tranche selon Morgenstern et Price

4-1-6-Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches.

Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright l'a développé pour une surface non circulaire.

4-1-7-La méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante :

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

$$\sigma = \gamma_h * \cos^2 \alpha. \quad (21)$$

$$\sigma'(x) = (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha - u) (\lambda + \mu \cdot \gamma'^2) \quad (22)$$

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre [4].

Elle a pour but de :

- Pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique naturellement aussi à la rupture circulaire)
- Suppléer aux méthodes existantes qui posaient des difficultés de convergence mathématique (MORGENSTEIN et PRICE par exemple) [5].

4-2-La Méthode Numérique (MEF)

Est une méthode de calcul qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens, et appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu. La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. Elle est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable.

4-3-Méthode Des Abaques

Le principe consiste en l'estimation de FS en fonction de: la hauteur de gradin (Hg) et l'angle d'inclinaison (α) du talus ; le poids volumique(γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) qui représente les paramètres de matériau à étudier.

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

4-3-1-L'abaque De HOEK

Etablie par HOEK, est utilisée pour calculer F_s , connaissant la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection permet de déterminer FS.

$$X = \alpha - (1.2 \varphi) \quad Y = \frac{\gamma Hg}{C} \quad (23)$$

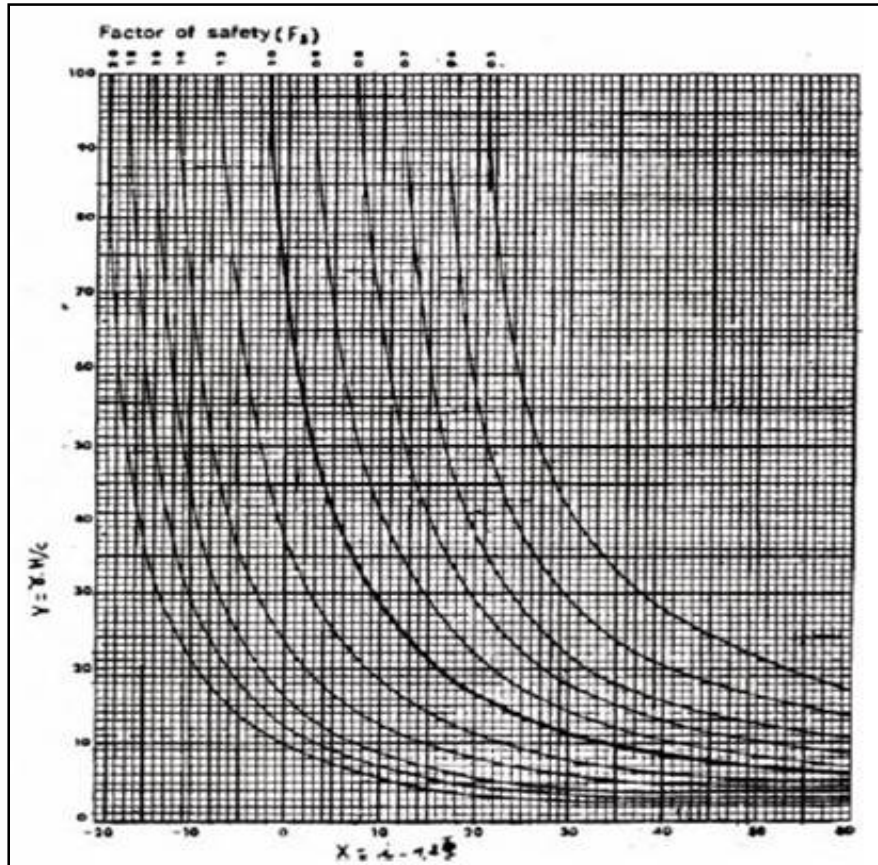


Figure 1.49 Méthode de l'abaque de HOEK

4-4-Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données (Magnan et al. 1998) pour être vraiment opérationnels. La mise en œuvre d'une Monte-Carlo (Chiasson et al. 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes.

Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif, de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité.

La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent (Pham, 1993), leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire [4].

5-CONCLUSION

Il existe différentes méthodes de calcul avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver un FS qui est important pour évaluer la stabilité d'un talus. Pour les méthodes d'équilibres limites en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; ces méthodes demeurent applicables actuellement étant donné qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et permet de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dans la reconnaissance géotechnique.

Le critère fondamental dans le choix de la méthode est la forme de la surface de glissement. En pratique, on considère trois types de rupture : surface plane, circulaire et quelconque.

-**Pour les ruptures planes** : les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies.

-**Pour les ruptures circulaires** : ils font appel à des hypothèses simplificatrices différentes.

En première approximation, utilisant la méthode de FELLENIUS qui est conservative, on estime environ 10 % la différence entre FS de BISHOP et de FELLENIUS, par contre dans la méthode de JANBU on utilise que des forces normales interne-tranche. Les abaques de HOEK basée sur les données géométriques du talus pour connaître le coefficient de sécurité (Fs).

-**Pour les surfaces quelconque** : les méthodes comme MORGENSTERN-PRICE (1965), SPENCER (1967) sont préférées, mais la méthode des perturbations qui est la plus performante, cependant son champ d'application demeure, à l'heure actuelle, relativement réduit.

Remarque

Les méthodes d'équilibre limite implémenté dans le logiciel Slide (code de calcul utilisé dans ce mémoire) se divisent en trois catégories:

- ✓ Méthodes qui satisfont l'équation d'équilibre des forces
 - ✓ Méthodes qui satisfont l'équation d'équilibre des moments,
 - ✓ Méthodes qui satisfont à la fois l'équation d'équilibre des forces et des moments
- Le tableau ci-dessous regroupe les méthodes utilisées dans Slide [6].

Tableau 1-6 Méthodes et équation d'équilibre limite

Méthode	Equation d'équilibre des forces		Equation d'équilibre des Moments
	Horizontale	Vertical	
Méthode ordinaire	Non	Non	Oui
Bishop Simplifié	Non	Oui	Oui
Janbu Simplifié	Oui	Oui	Non
Janbu modifié	Oui	Oui	Non
Corps of Engineers 1 & 2	Oui	Oui	Non
Lowe and Karafiath	Oui	Oui	Non
GLE	Oui	Oui	Oui
Spencer	Oui	Oui	Oui

IV- METHODE D'ANALYSE INVERSE

1-INTRODUCTION

La plupart des essais géotechniques in situ ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. L'utilisation de calculs par éléments finis pour dimensionner les ouvrages est ainsi limitée par une mauvaise connaissance des propriétés mécaniques des sols. C'est dans ce contexte que se pose la problématique d'analyse inverse en géotechnique : quelles informations concernant les paramètres constitutifs du sol est-il possible d'obtenir à partir de mesures in situ ?

L'objectif de ce travail est de développer une méthode d'analyse inverse permettant d'identifier l'ensemble des paramètres constitutifs d'un sol à partir de mesures géotechniques in situ. La procédure est basée sur un processus d'optimisation par algorithme génétique. L'ensemble des solutions identifiées sont ensuite décrites mathématiquement par une étude statistique de type analyse en composantes principales. Cette étude montre que ce type d'optimisation par algorithme génétique permet d'estimer différentes solutions approchées pour les problèmes inverses de géotechnique. Si toutes les solutions d'un problème ne sont pas identifiées directement par l'algorithme génétique, leur exploitation par une analyse en composantes principales permet d'estimer l'ensemble des solutions du problème inverse. Cette méthode est développée sur des exemples d'ouvrages de soutènement et d'essais pressiométriques [2].

2-PRINCIPE D'ANALYSE INVERSE

PARKER et SANTAMARINA ont introduit la notion d'analyse inverse pour la géophysique et le génie civil. Ils décrivent deux types d'approches pour résoudre les problèmes inverses :

- L'approche d'analyse inverse par méthode analytique inverse, schématisée la figure 1.50-(a).
- L'approche d'analyse inverse par méthode numérique directe, schématisée la figure 1.50-(b).

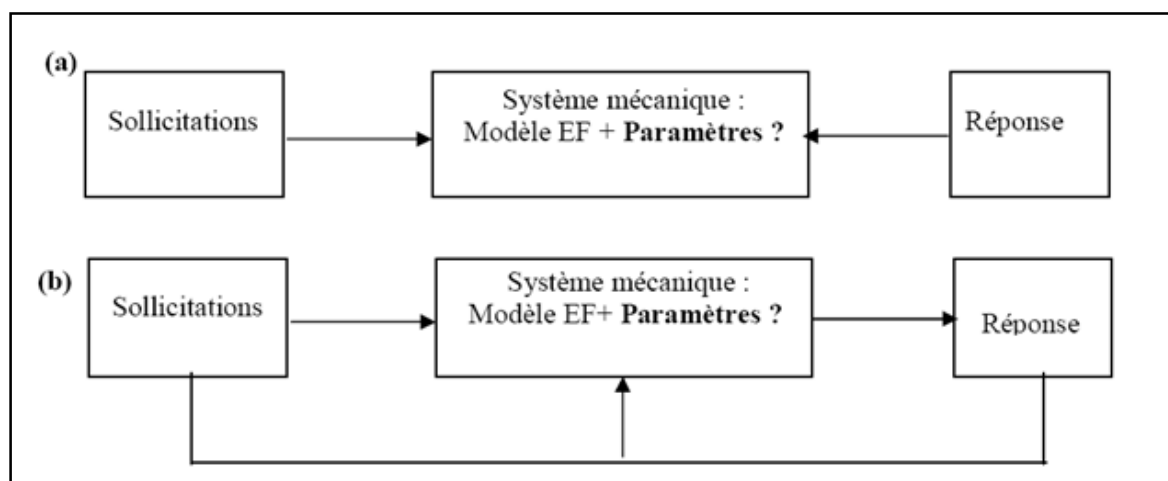


Figure 1.50 Schéma du principe d'une analyse inverse par (a) méthode analytique inverse, (b) méthode numérique directe

3-ANALYSE INVERSE PAR METHODE NUMERIQUE DIRECTE : ALGORITHMES D'OPTIMISATION

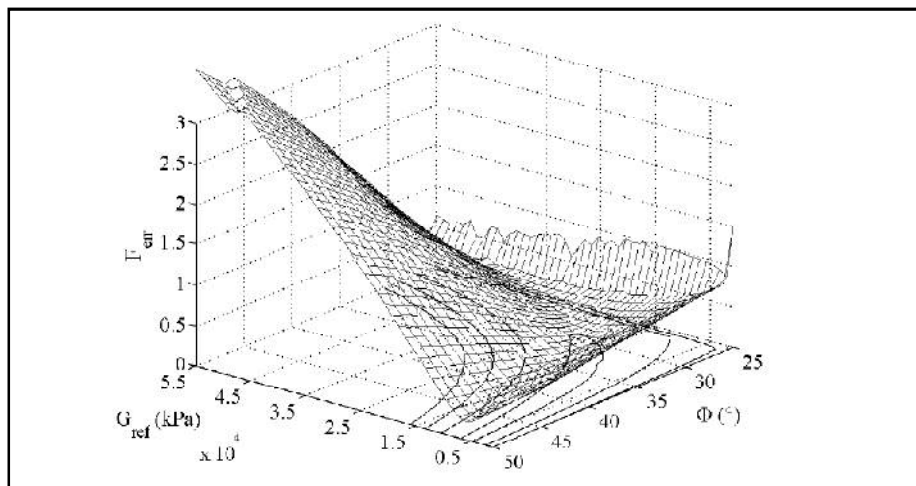
Par sa définition, l'analyse inverse par méthode numérique directe est associée à la notion d'optimisation. Pour bien poser un problème d'optimisation, il convient tout d'abord d'analyser le problème et d'opérer un certain nombre de choix :

- Sur les variables du problème.
- Sur l'espace de recherche.
- Sur la fonction erreur.
- Sur la méthode d'optimisation : elle est classée selon Goldberg en trois types :

3-1-Les méthodes énumératives

Les méthodes énumératives sont de principes simples. Dans un espace de recherche fini et discrétisé, un algorithme énumératif évalue la valeur de la fonction à optimiser en chaque point de l'espace solution. Par cette exploration exhaustive de l'espace de recherche des paramètres, l'ensemble des combinaisons possibles sur une plage de variation limitée par l'utilisateur sont comparées entre elles. La solution optimale est celle pour laquelle la valeur de la fonction erreur est la plus faible.

La figure suivante présente un exemple d'optimisation par une méthode énumérative. Cet exemple concerne l'identification de deux paramètres du modèle de Mohr-Coulomb, le module de cisailment G_{ref} et l'angle de frottement Φ à partir de mesures Préssiométriques L'évaluation de la fonction erreur F_{err} pour une combinaison de paramètres représente un point de la grille. Les points qui ont même F_{err} sont liés par une ligne, cette ligne est analogue à une ligne de niveau qui joint les points de même altitude d'une carte géographique [17].



**Figure 1.51 Exemple d'exploration exhaustive de l'espace de recherche
Représentation de la fonction erreur F_{err} sur l'espace de recherche (G_{ref} , Φ)**

3-2-Les méthodes déterministes

Le principe des méthodes déterministes est d'exploiter au mieux l'information connue sur un espace de recherche pour estimer l'optimum. Les méthodes déterministes correspondent principalement aux méthodes dites de gradient. Elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser. Celle-ci doit être continue et dérivable en tout point de l'espace de recherche.

La détermination des paramètres d'un sol dépend des valeurs initiales du schéma d'optimisation. De même, lorsque les paramètres recherchés sont corrélés, l'algorithme d'optimisation peine à identifier ces paramètres puisque soit de nombreux minima locaux apparaissent dans l'espace des paramètres, soit la fonction erreur s'aplatit autour de l'optimum. Pour ces cas, la solution est non unique et instable.

3-3-Les méthodes stochastiques

Ce sont des méthodes de recherche aléatoires qui explorent et mémorisent le meilleur élément, parmi ces méthodes la plus simple est le type de Monte Carlo.

✓ Les méthodes Monte Carlo

Depuis le milieu des années 80, les méthodes de Monte Carlo sont devenues de plus en plus populaires auprès de géophysiciens pour résoudre des problèmes inverses. La méthode Monte Carlo consiste à tirer sur l'espace de recherche, à chaque itération, un jeu de valeurs au hasard. La fonction erreur F_{err} est évaluée en ce point. La nouvelle valeur de F_{err} est comparée à la précédente. Si elle est meilleure que la précédente, cette valeur est enregistrée, ainsi que la solution correspondante, et le processus continue. Sinon on conserve le point précédent et on poursuit la procédure jusqu'à ce que les conditions d'arrêt soient atteintes.

✓ Le recuit simulé

L'intérêt du recuit simulé est de pouvoir être utilisé lorsque la relation modèle/données est fortement non linéaire et produit une fonction erreur multimodale. Mais, son efficacité dépend fortement du choix des paramètres de contrôle, dont le réglage reste empirique. Malgré tout, l'étude de Rothmann montre que pour des applications géophysiques, l'optimum global est bien identifié.

La figure suivante représente le principe de la méthode du recuit simulé.

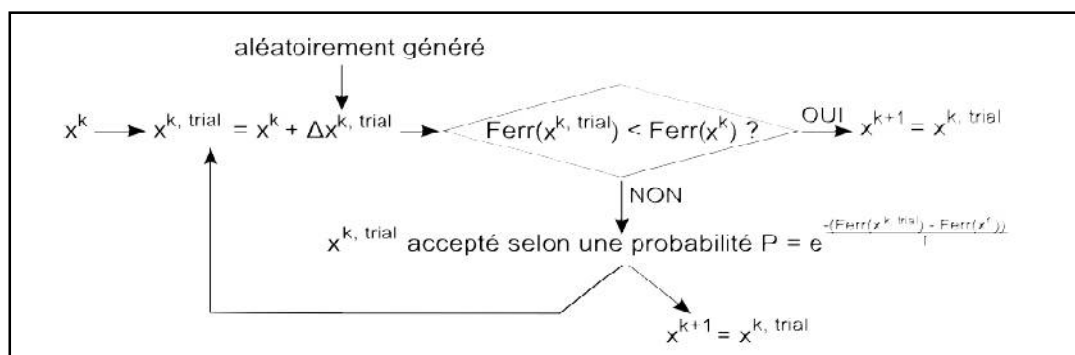


Figure 1.52 Principe de la méthode du recuit simulé

✓ Les réseaux de neurones

Les réseaux neuronaux sont des méthodes inspirées du fonctionnement cérébral principalement basé sur le concept de neurone. Cette méthode est connue pour sa polyvalence et pour être très puissante dans la résolution des problèmes complexes, HASHASH et al développent une méthode d'analyse inverse pour la géotechnique basée sur un réseau de neurones. Ils proposent notamment d'appliquer ce principe à la détermination des caractéristiques du sol en identifiant un réseau de neurones à partir des étapes de la construction d'une excavation. Leur but est de déterminer une formulation de la matrice de rigidité, reliant le tenseur d'entrée au tenseur de sortie, pour un problème analysé par la méthode des éléments finis. Ils cherchent ainsi à formuler la loi de comportement du sol dans un contexte particulier.

✓ Algorithmes évolutionnaires

La théorie de l'évolution développée par Darwin a donné naissance à des algorithmes dits évolutionnaires. Ces algorithmes visent à faire évoluer un ensemble de solutions à un problème donné vers un ensemble de meilleures solutions. A chaque itération des opérateurs pseudo-aléatoires cherchent à reproduire le phénomène de sélection naturelle et modifient l'ensemble de solutions courant. DEB présente quatre types d'algorithmes évolutionnaires :

- ✓ Les algorithmes génétiques
- ✓ Les stratégies d'évolution
- ✓ La programmation évolutionnaire
- ✓ La programmation génétique.

Parmi les algorithmes évolutionnaires cités par DEB, les plus utilisés sont les algorithmes génétiques (AG) dérivent des méthodes Monte Carlo dans le sens où les paramètres d'évolution de l'algorithme sont aléatoires

4-CONCLUSION

Généralement, un problème inverse en géotechnique est formulé comme un problème d'optimisation et les méthodes déterministes n'ont pas la même efficacité pour tous types de problèmes.

De plus, les problèmes géotechniques présentent généralement de nombreuses incertitudes, la solution d'un problème est par conséquent rarement unique. Il peut exister un nombre infini de modèles qui satisfont les données de manière acceptable. Il est souvent intéressant de caractériser l'ensemble de ces solutions acceptable. Or, les méthodes de gradient n'identifient qu'une solution. Pour pallier les problèmes de non unicité, Zentar et al recommandent d'effectuer plusieurs simulations successives à partir de différents points initiaux [7].

L'utilisation de méthodes stochastiques évite ce problème en identifiant les régions de solutions acceptables sur un espace de recherche. Les méthodes stochastiques aident à interpréter des solutions possibles pour un problème et non pas de trouver une solution exacte.

Plus particulièrement, les algorithmes génétiques ont une rapidité de convergence vers les bonnes régions de l'espace et leurs performances s'améliorent avec la taille du problème. Ils combinent la robustesse de l'exploration de Monte Carlo à une exploitation efficace de l'information.

Chapitre 2 :

Méthodes numériques et modèles de comportements

I- LE CODE DE CALCUL SLIDE

1-INTRODUCTION

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de modélisation). Celles-ci incluent l'analyse probabiliste, analyse des éléments finis et modèles de support couramment utilisés.

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

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé Rocscience slide.

2-PRESENTATION DU CODE DE CALCUL

Rocscience slide est un programme de stabilité de pente pour évaluer le facteur de sécurité ou la probabilité de rupture des surfaces de rupture circulaires et non circulaires dans le sol ou les pentes rocheuses. Slide est simple à utiliser, mais des modèles complexes peuvent être créés et analysés rapidement et facilement. Le chargement externe, les eaux souterraines et le type de confortement peuvent tous être modélisés de différentes manières.

Slide analyse la stabilité des surfaces de glissement en utilisant des méthodes d'équilibre limite tels que BISHOP, FILLINIUS, JANBU, SPENCER, MORGENSTERN ET PRICE, Ingénieurs Corp 1 et 2.

Les utilisateurs peuvent également effectuer des analyses déterministes (facteur de sécurité) ou probabilistes (probabilité de défaillance).

2-1-Analyse probabiliste

L'analyse probabiliste reçoit une acceptation croissante dans plusieurs domaines d'ingénierie géotechnique. Dans l'analyse de stabilité des pentes, il a été reconnu que le facteur de sécurité n'est pas nécessairement un bon indicateur de la probabilité qu'une pente est instable. Une pente peut avoir un coefficient de sécurité supérieur à celui d'un autre mais on a toujours une menace plus élevée d'échec. Cela est dû au fait que le facteur de l'analyse de sécurité utilise des valeurs moyennes des paramètres et peuvent ainsi masquer une variation plus large (incertitude) des valeurs des différents paramètres affectant la stabilité. Avec l'analyse probabiliste les ingénieurs pourront évaluer les risques de défaillance associée à une pente différente et les options de conception. En plus de la simulation de la méthode de Monte Carlo, Rocscience entend mettre en œuvre des méthodes de fiabilité de pointe dans les prochaines versions. [6].

2-2-Analyse des éléments finis

Avec l'utilisation de la technologie de modélisation du sol par éléments finis, et la mise en place d'un système intégré d'analyse des eaux souterraines, Slide utilise les éléments de base nécessaires dans l'analyse des éléments finis. Cette méthode bénéficie de certains avantages au-dessus des méthodes d'équilibre limite. Celles-ci incluent la possibilité de modéliser les contraintes et déformations, capacité portante à considérer, l'histoire de la formation d'une pente, la forme ou l'emplacement des surfaces de rupture. La prédiction entre contrainte et déformation dans une pente est très utile pour déterminer les conditions dans lesquelles les tests de laboratoire pour les matériaux de pente doivent être faits. L'ampleur des déformations est également un meilleur prédicateur de stabilité et de comportement que les valeurs de facteur de sécurité. [6].

3-LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES PAR SLIDE

3-1-Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé est classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . La relation entre le module de Young et les autres modules est donnée par les relations qui suivent :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)/E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

G : Module de cisaillement.

K : Module de compressibilité

E_{OED} : Module oedométrique

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

3-2-Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 .

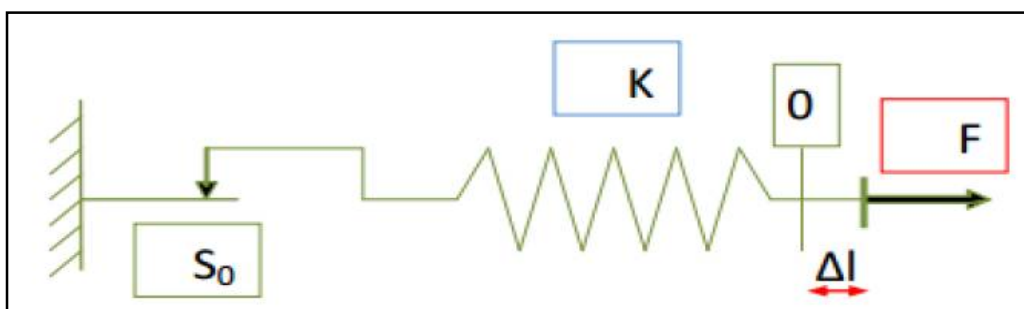


Figure 2.1 Modèle monodimensionnel du comportement ELASTO – PLASTIQUE

La courbe effort-déplacement ou σ - ϵ que l'on trouve est présentée sur la figure 2.2.



Figure 2.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par la figure 2.2 est un comportement élastique-plastique sans écouissage. La figure 2.3 représente un comportement élastique plastique avec écouissage.

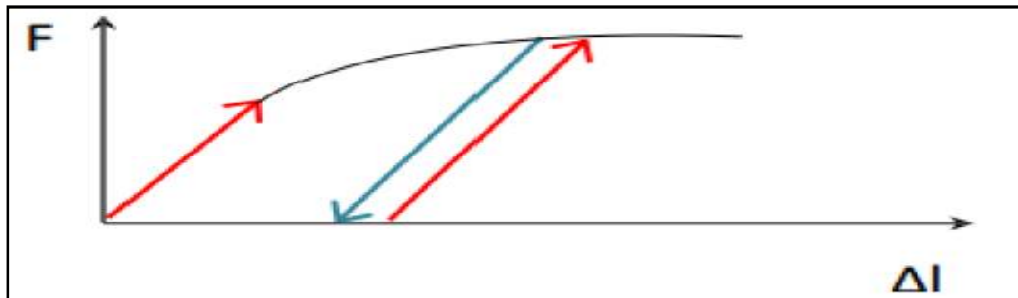


Figure 2.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écouissage

3-3-Le modèle de MOHR COULOMB

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

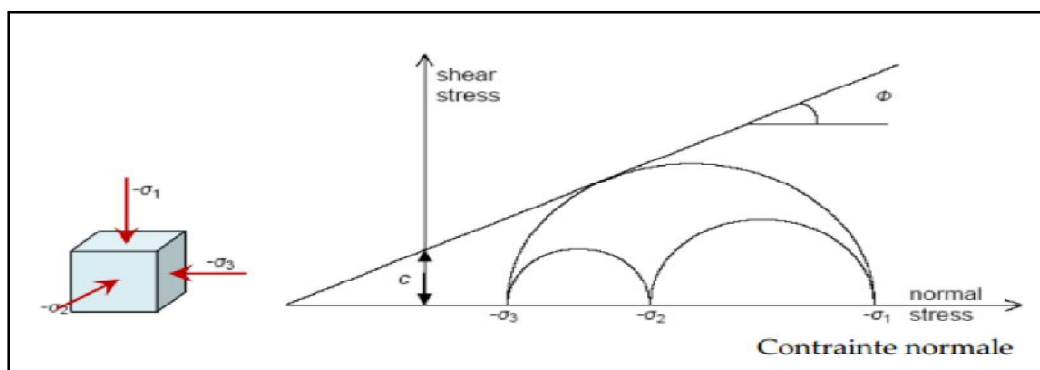


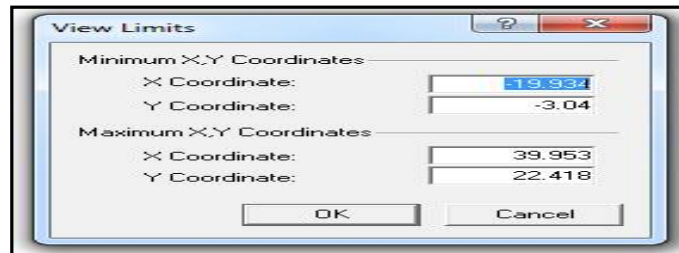
Figure 2.4 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

II- FONCTIONNALITES DE MODELISATION DANS SLIDE

Pour que Slide soit un programme bénéfique dans la conception pratique de routine, il était nécessaire de doter le programme d'une large gamme des méthodes d'analyse et des modèles de résistance, et avec des outils qui facilitent la création de modèles, et la modification des paramètres d'entrée, par exemple [8] :

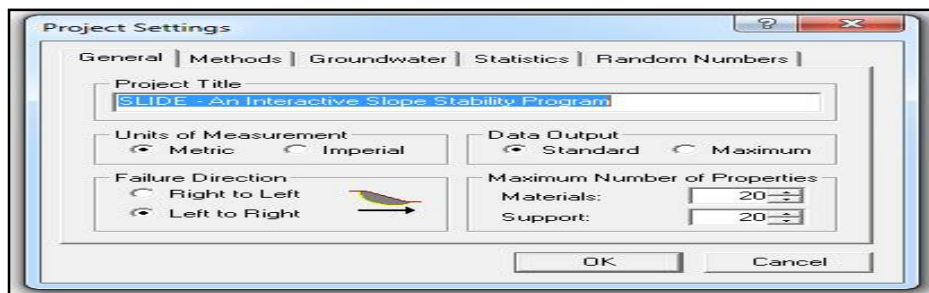
- **Limits**

Sélectionnez View → Limites, entrez les x-y minimum et maximum



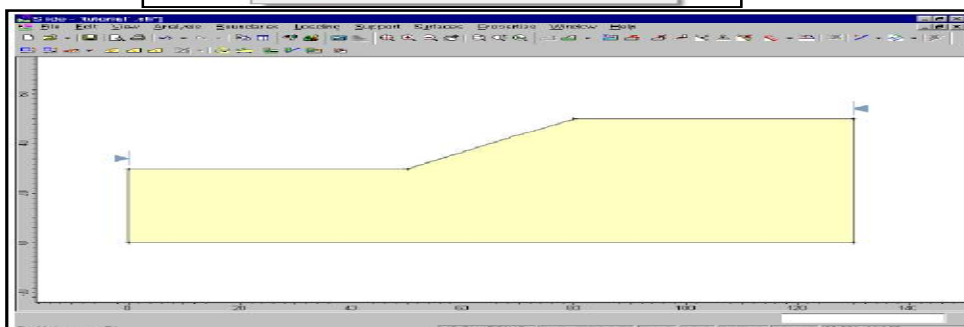
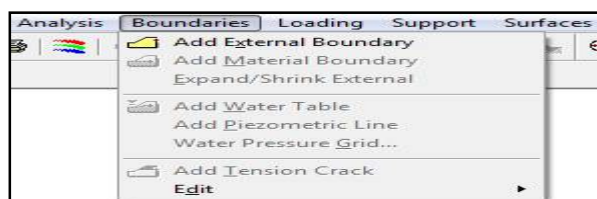
- **Project Settings**

Sélectionnez: Analysis → Project Settings



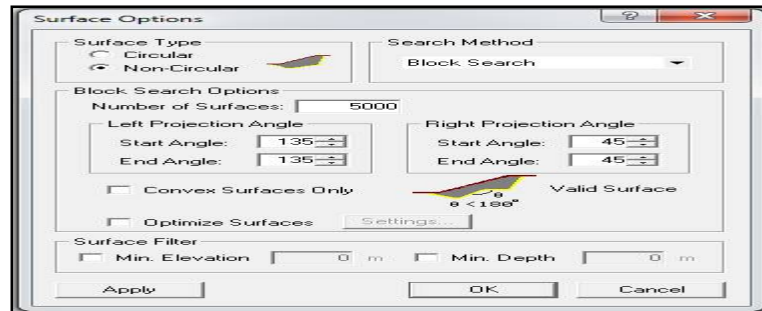
- **Entering Boundaries**

La première limite à définir, est la frontière externe (EXTERNAL BOUNDARY). Pour l'ajouter, Sélectionnez: Boundary → Add External Boundary



- **Surface Options**

Sélectionnez: Surfaces → Surface Options (Choisir le type de surface)

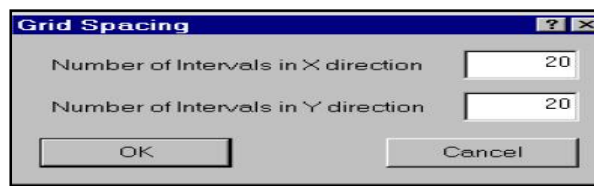


- **Auto Grid**

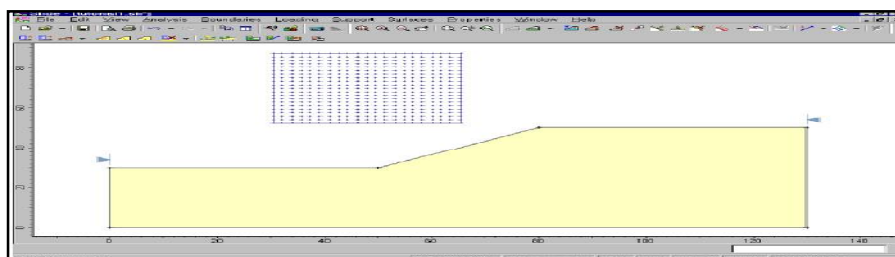
Les grilles de centre de glissement peuvent être définies par l'utilisateur (option Ajouter une grille) ou créé automatiquement par SLIDE (option Auto Grid).

Sélectionnez: Surfaces → Auto Grid (surface circulaire)

Dans la boîte de dialogue espacement de la grille, on utilise le nombre d'intervalles par défaut.

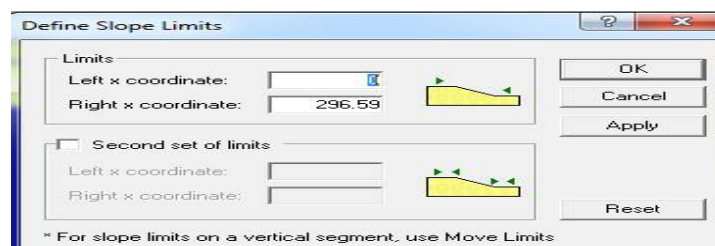


Remarque : par défaut, les emplacements réels des centres de glissement dans la grille ne sont pas affichés. On peut les activer dans la boîte de dialogue Options d'affichage, Cliquant avec le bouton droit de la souris et sélectionnez Options d'affichage (Display option).



- **Definie slope limits**

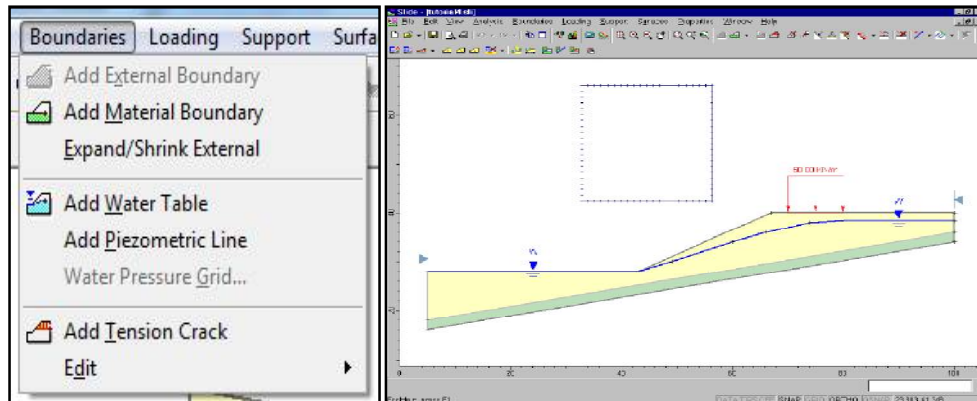
Sélectionnez: Surfaces → Slope Limits → Define Limits



Elle permet de personnaliser les limites de pente gauche et droite, ou même définir deux ensembles de limites qui sont automatiquement calculées par SLIDE dès que la frontière externe (External Boundary) est créée.

- **Add Water Table**

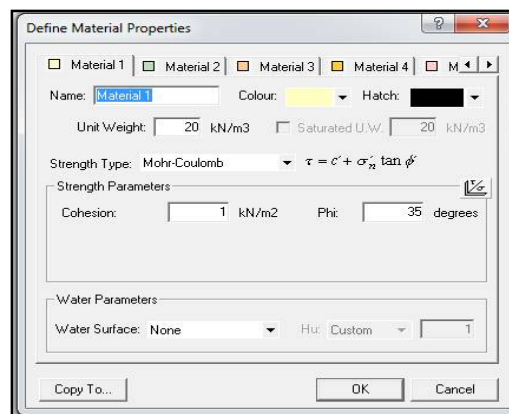
Sélectionnez : Boundaries → Add Water Table



- **Properties**

Sélectionnez : Properties → Define Materials

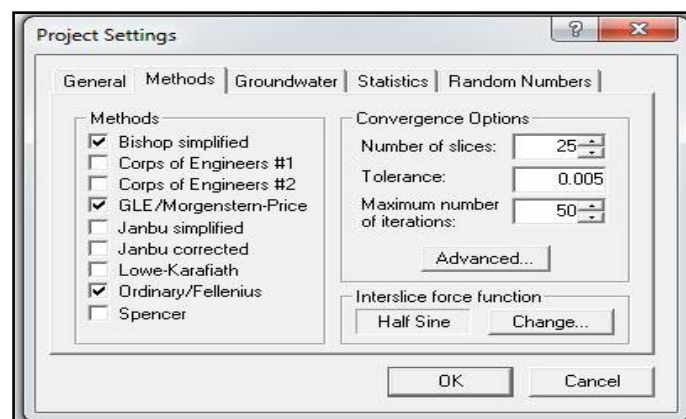
Dans la boîte de dialogue Définir les propriétés du matériau ($\gamma, \phi, c, \text{etc.}$)



- **Analysis Methods**

Avant d'exécuter l'analyse, examinons l'analyse Méthodes disponibles dans SLIDE.

Sélectionnez : Analysis → Project Settings l'onglet Méthodes

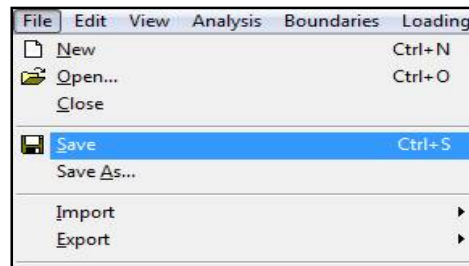


Dans ce mémoire, on a fait l'analyse avec trois méthodes BISHOP et FILLINIUS et GLE

- **Compute**

Avant d'analyser le modèle, enregistrez-le dans un fichier d'extension **.sli**.

Sélectionnez : File → Save

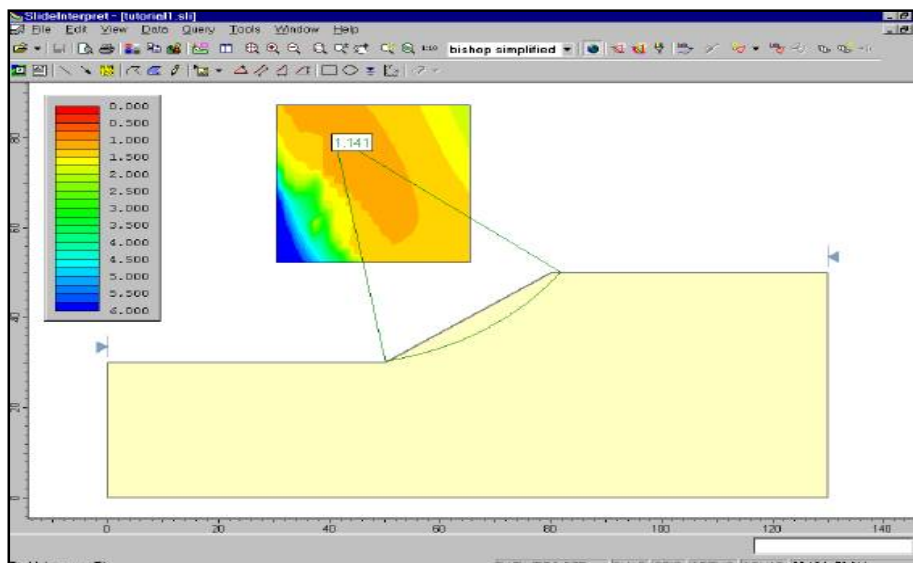


Sélectionnez : Analysis → Compute



- **Interpret**

Pour afficher les résultats de l'analyse, Sélectionnez : Analysis → Interpret



- **Global Minimum Slip Surfaces**

FS min global pour plusieurs méthodes est affiché à côté du centre de surface de glissement.



Chapitre 3 : Etude de glissement de terrain

I-PRESENTATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1- DESCRIPTION DES EVENEMENTS

Dans ce chapitre on aborde le glissement de terrain qui s'est produit sur un tronçon de l'autoroute Est-Ouest se trouvant dans la Wilaya d'El tarf. En effet, la section du PK410+840 au PK411+200 a été exécutée en déblai avec une pente originale de 1/2 de trois niveaux, et les risbermes de 3m de largeur ont été prévu chaque 8m d' hauteur.

L'entreprise japonaise COJAAL a commencé les travaux de déblai à partir du mois d'avril 2009 au mois de mai 2010 jusqu'au stade où il ne restait que 4 m de la dernière banquette à peu près. Après cela, il n'y avait pas d'avancement jusqu'à le mois d'août.

Cependant, des fissures ont été découvertes au talus droit le 8 août 2010. Par suite de la vérification de la répartition des fissures, il s'est avéré qu'un glissement de terrain de la taille approximative de 210 m de longueur et de 200 m de largeur avait surgi, et puis, l'étendue du glissement s'est élargie à la dimension de 360 m de longueur et de 250 m de largeur à peu près le lendemain 9 août.

Le 22 août 2010, COJAAL a commencé à exécuter les sondages d'investigations, y compris l'installation des inclinomètres et des puits de suivi de niveau des eaux souterraines.

Le 7 octobre 2010, un nouveau glissement a été apparu, et comme mesures d'urgence le 12 octobre COJAAL à procéder à la mise en œuvre d'une butée de contre poids. Par conséquent, le déplacement du glissement est presque stabilisé depuis le 20 octobre où les travaux de la buttée ont été achevés.

Ensuite, une analyse de stabilité a été faite dont trois variantes (allégement, pieux anti glissement et rehaussement) ont été proposées afin de trouver une solution fiable.

Un accord commun entre les différentes parties du projet est affirmé pour le choix de la variante du rehaussement de la ligne rouge.

Suite à un arrêt chronique de six ans (2012-2018), une reprise des travaux par une entreprise chinoise CITIC, choisissant le même confortement pour le traitement du glissement que celui proposé par COJAAL présenté précédemment.

La figure 3.1 montre l'historique de ce glissement de terrain.

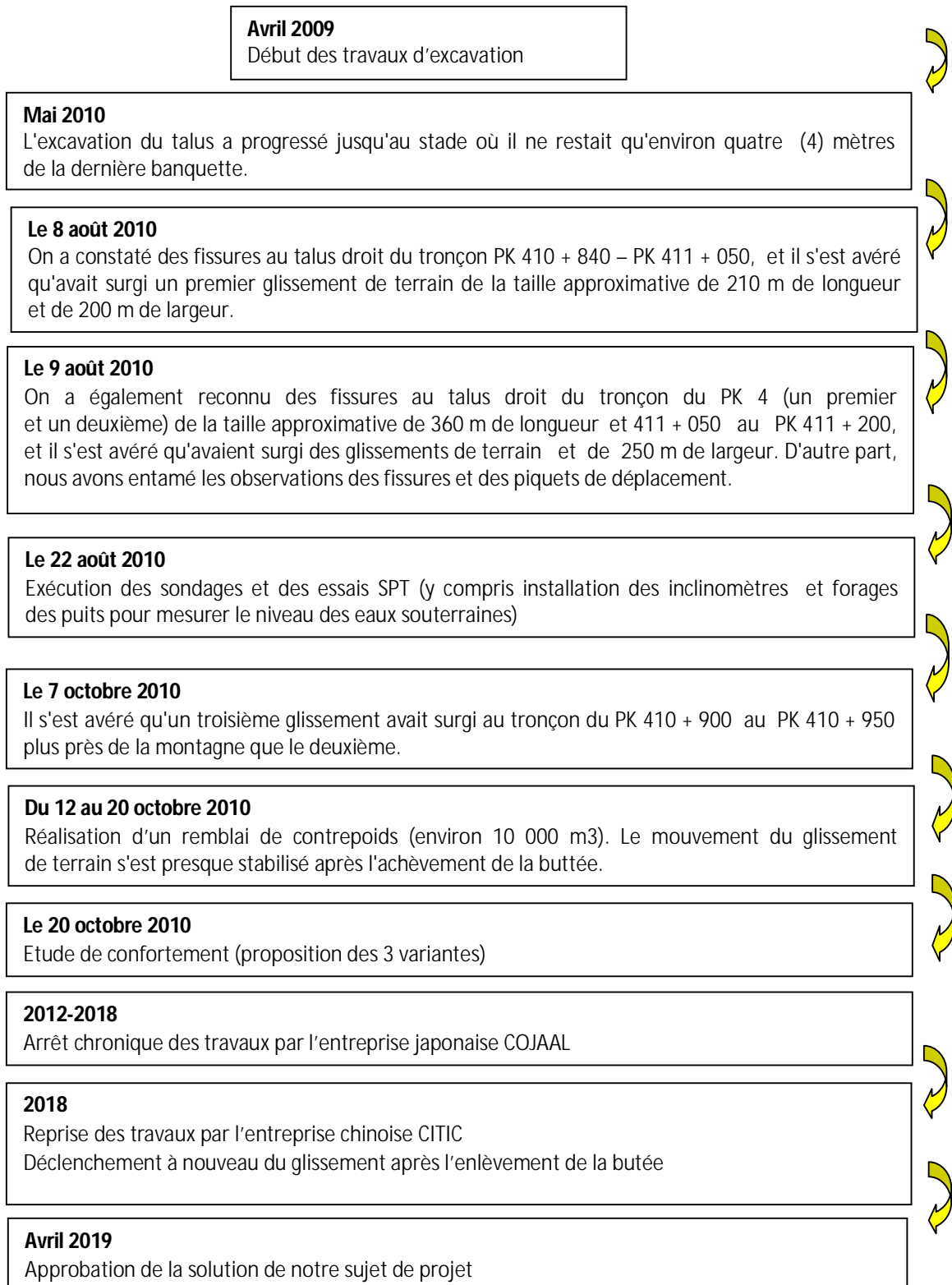


Figure 3.1 Historique du glissement

2-ETAT DES LIEUX

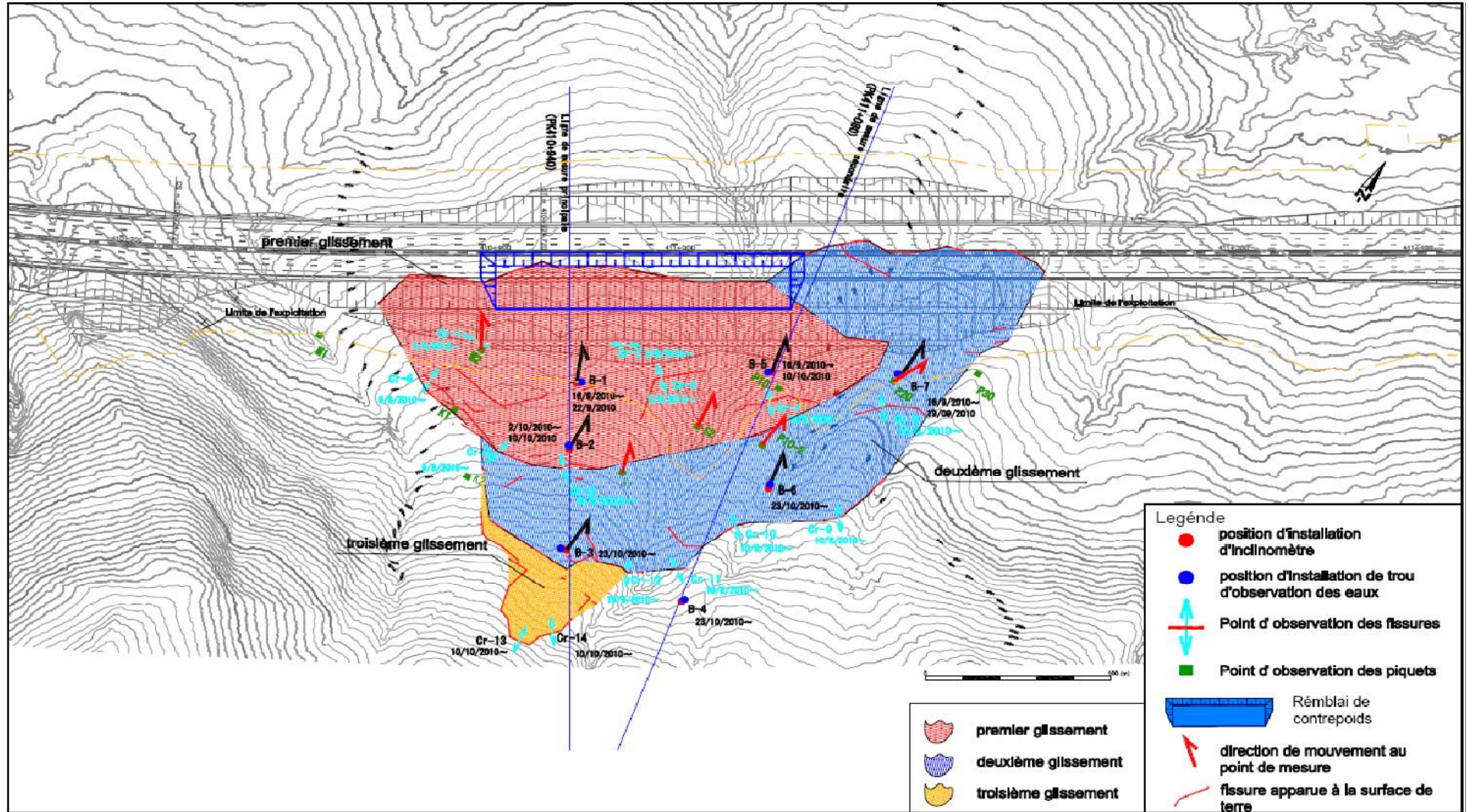


Figure 3.2 Etat des lieux et localisation des sondages



Photos 3.1 Vue d'ensemble du glissement de terrain au PK 410



Photos 3.2 Fissure de compression qui a surgi sur la route



Photos 3.3 État d'apparition des fissures de traction

3-PROFIL GEOLOGIQUE

3-1-Géologie régionale

Elle est très complexe en raison de nombreuses surfaces de chevauchement et de failles. Dans la partie nord-est de l'Algérie (El-Tarf, El-Kala), d'après J.Villa (1980), les formations géologiques se répartissent en 3 grands ensembles sédimentaires :

a) - Série ultra-tellienne

Constituée essentiellement des formations bathyales du crétacé et de l'éocène et une série plus détritique au sénonien et à l'éocène.

b) - Série tellienne

Formée des lias de plate-forme surmontée de jurassique plus marneux, puis par le crétacé qui, détritique, devient marneux à argilocalcaire et enfin, l'éocène aux marnes épaisses.

c) - Série numidienne

Elle comporte les dépôts de l'éocène supérieur (priabonien) et les dépôts d'âges oligocènes. Elle est représentée par une formation essentiellement gréseuse comportant à la base des argiles sous-numidiennes et des argiles associées à des marnes supra-numidiennes.

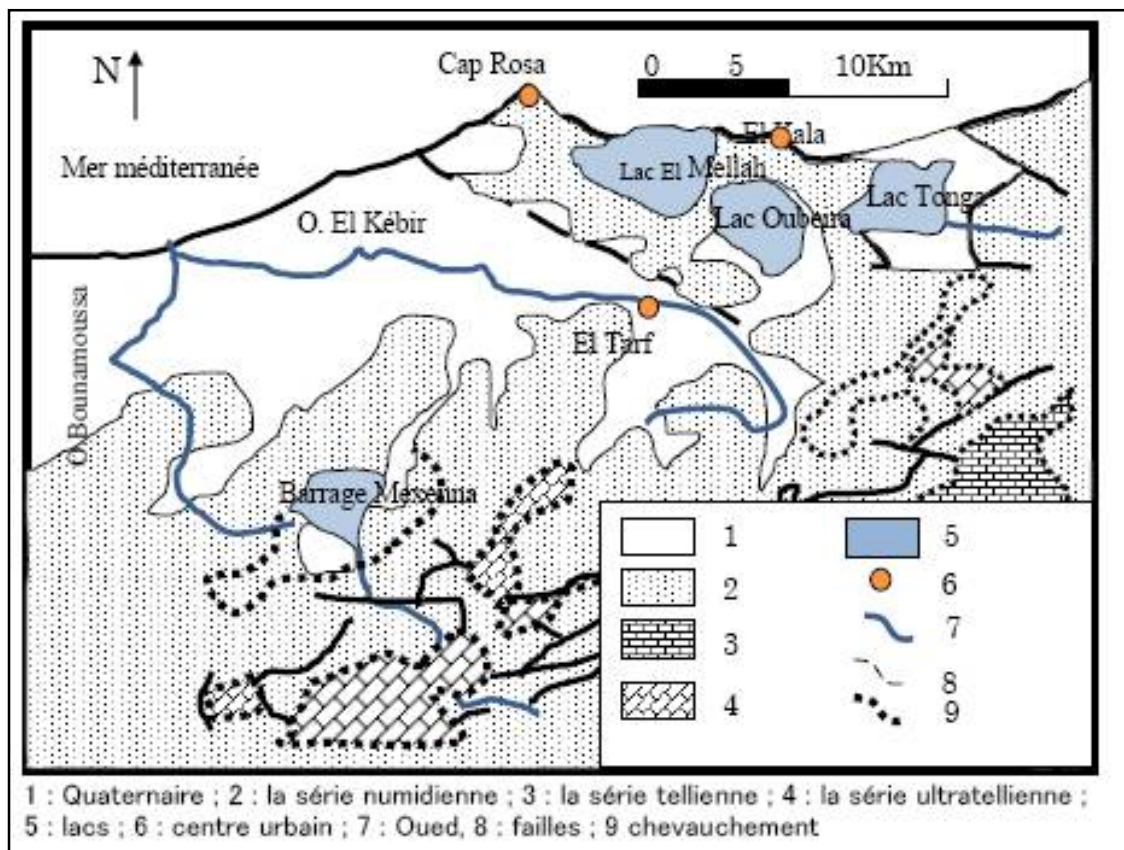


Figure 3.3 Carte géologique de l'extrême nord-est de l'Algérie

3-2-Géologie locale

Le secteur d'Aïn Assel est constitué essentiellement de la série numidienne, recouverte par du quaternaire.

a) Série numidienne

Elle est caractérisée par des grès siliceux hétérogènes pouvant atteindre une grande taille pour passer à des dragées, les bancs de grès sont séparés par des argilites et des glauconites. Les argiles existent à la base de la formation de couleur grise. Elles passent vers le haut à des argiles de teinte verte, noirâtre, bariolée, ou rouge et verte. Celles-ci se trouvent en alternance avec les grès.

b) Quaternaire

Les dépôts rencontrés sont : des brèches, des alluvions, des limons, des éboulis, des argiles et des terrasses fluviales.



Figure 3.4 Carte géologique du secteur d'Aïn Assel

4- INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

Une campagne d'investigation a été menée afin de relever les fluctuations du niveau de la nappe d'eau, la lithologie du terrain, les différents déplacements de la masse glissée et la capacité portante du sol. Tableau 3.1 explicite le but de chaque investigation.

Tableau 3.1 But des investigations

investigation	But
Essai de Sondage	-Vérification de l'état géologique (caractères géologiques du terrain d'assise et de la masse de glissement) -Installation d'inclinomètres pour détecter la surface de glissement -Forage des puits pour mesurer le niveau d'eau
Mesure des fissures et des piquets de déplacement	Vérification des mouvements à la surface du glissement
Observation d'inclinomètres	-Profondeur de la surface de glissement, -Déplacement de la masse de glissement -Vérification de la direction du mouvement
Observation du niveau d'eau souterraine	Vérification du niveau des eaux souterraines

4-1-Résultats du sondage et test SPT

Les essais de sondages et SPT ont été effectués à sept points : B1 à B7, on peut-on le tirer des résultats de ces derniers que le substratum de ce site est le grès et l'argilite sur lequel se trouve une couche de sable argileux mêlé de graviers comme désigné dans les photos 3.4. Les figures 3.5 et 3.6 désignent l'emplacement des sondages et les tableaux 3.2 et 3.3 montrent les résultats obtenus.



Affleurement de la couche de sable argileux mêlé de graviers (présence des graviers arrondis de grès dur)



Carotte de la couche de sable argileux mêlé de graviers au trou B5 (à 17.4m)



Carotte de la couche de sable argileux mêlé de graviers au trou B3 (à 17.7m)



Carotte de grès principalement composée des blocs durs de roches au trou B4 (à 20m)



Carotte d'argilite au trou B7 (à 25m)

Photos 3.4 Sondages carottés

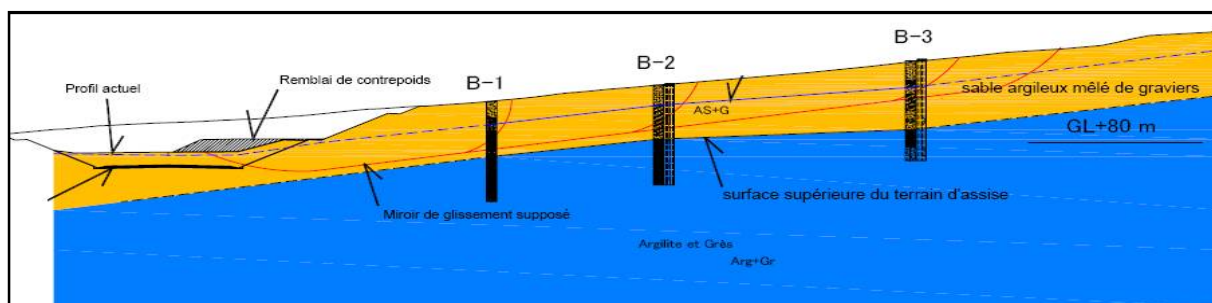


Figure 3.5 Emplacement des sondages à la ligne de glissement au PK 410+940

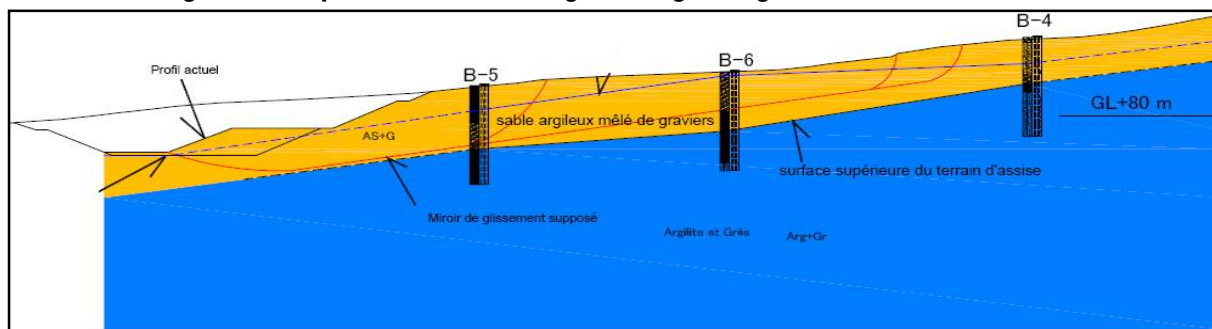


Figure 3.6 Emplacement des sondages à la ligne de glissement au PK 411+080

Tableau 3.2 Résultats des essais SPT

Profondeur (m)	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7
1,5	24	25	26	28	32	29
3,0	22	24	25	18	31	23
4,5	28	24	28	22	27	20
6,0	23	25	30	24	25	25
7,5	25	21	22	18	22	26
9,0	25	25	23	23	25	18
10,5	26	27	Refus	25	22	28
12,0	25	27	25	17	25	28
13,5	28	26	27	24	26	29
15,0	23	29	25	23	26	31
16,5	25	27	19	27	27	27
18,0	26	Refus	43	27	25	25
19,5	27	28	Refus	14	27	29
21,0	Refus	27	Refus	20	29	31
22,5	27	27	Refus	29	24	29
24,0	23	29	Refus	26	27	26
25,5	27	28	Refus	24	29	26
27,0	29	Refus	Refus	25	25	20
29,5	25	Refus	Refus	27	Refus	28

Tableau 3.3 Résultats des sondages

N°	Profondeur (-m du TN)	Situations géologiques
B 1	30	Sable mêlé d'argile jusqu'à la profondeur de 8,8 m, argile sableuse ou argile profondeur de 16,5 m. Clivage avec la pente d'environ 60° dans l'argilite à méléée de graviers de 8,8 m jusqu'à 16,5 m. Argilite tendre à partir de la part de la profondeur de 20 m. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 18,0 m.
B 2	30	Sable ou sable argileux, mêlés de graviers, jusqu'à la profondeur de 16,2 m. Argilite tendre à parti de la profondeur de 16,2 m. Clivage avec la pente d'environ 50° dans l'argilite. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 22,0 m.
B 3	30	Sable ou sable argileux, mêlés de graviers, jusqu'à la profondeur de 20,7 m. Argilite tendre à partir de la profondeur de 20,7 m. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 20,7 m.
B 4	30	tendre à partir de la profondeur de 14,0 m jusqu'à 16,5 m. Grès dur à partir de la profondeur de 16,5 m. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 14,0 m
B 5	30	jusqu'à 19,3 m. Principalement marne et partiellement argilite à partir de la profondeur de 19,3 m. Les deux roches sont tendres. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 19,3 m.
B 6	30	Sable argileux mêlé de graviers jusqu'à la profondeur de 12,0 m. Argile de 12,0 m à 18,0 m, argilite tendre de 18,0 m à 27,6 m, grès dur à partir de 27,6 m. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 18,6 m.
B 7	30	Sable argileux mêlé de graviers jusqu'à la profondeur de 22,3 m. Argilite tendre à partir de la profondeur de 22,3 m. La colorisation brunâtre par oxydation atteint la profondeur de 23,0 m.

4-2- Mesures inclinométriques

Cette technique permet la mesure et l'analyse de la rotation de la verticale profonde et superficielle des structures géologiques ou artificielles. Elle consiste à mesurer la distribution des déplacements horizontaux avec la profondeur dans le sol, en mesurant à l'aide d'un inclinomètre les rotations de la verticale d'un tube solidaire avec le sol et/ou les rotations de la verticalité des structures (à l'aide de clinomètres, pendules,...). Cependant, l'augmentation de la fiabilité des résultats est proportionnelle à la réduction des périodes de temps écoulées entre deux mesures successives. En effet, les résultats obtenus permettent l'évaluation des types de déplacements et le calcul des vitesses moyennes ainsi que la profondeur du mouvement permettant ainsi une meilleure analyse et corrélation du glissement étudié.

Comme il est montré dans la figure 3.2 sept points de lecture sur les inclinomètres (de B1 à B7-Figures 3.5 et 3.6). On a constaté que le déplacement se dirige vers le sens transversal de la route (du Sud-Sud-Est au Nord-Nord-Ouest) sur l'inclinomètre au trou B1 dans le premier bloc de glissement.

En revanche, alors que le glissement du deuxième bloc est apparu en succédant à celui-là, le mouvement qui va vers la direction un peu décalée pour le côté Tunis (vers le nord) du sens transversal de la route a été remarqué comme il a été vérifié par les instruments dans les trous B6 et B7. Cela veut donc dire que les directions de déplacement sont un peu différentes pour ces deux blocs. D'autre part, le résultat de la lecture de l'inclinomètre au trou B5 montre que le déplacement se dirige vers le nord, tout comme le deuxième bloc, mais il témoigne une caractéristique différente des autres points, qui consiste à la déformation de cisaillement dans une large étendue de 14,5 m à 18,0 m de profondeur. Cela signifie que la surface de cisaillement nette n'est pas formée. Cette caractéristique suggère que le trou B5, qui se situe près de la limite entre le premier bloc et le deuxième, subit un déplacement passif, poussé par le mouvement des deux.

****Interprétation des résultats***

Sept points inclinométriques de B 1 à B 7 ont confirmé l'existence de déplacements d'environ 2 mm par jour. Les mesures ont mis en évidence le glissement non circulaire d'un ensemble monolithique en mouvement sur une surface à faible pendage de l'ordre de huit degrés.

L'installation de quatre inclinomètres, aux trous B1, B2, B5 et B7 montre la fin du déplacement du glissement après la mise en place de la butée entre 12 et 20 octobre 2010. La surface de glissement a été constatée dans tous les trous sauf B4 parce qu'il a été mis en place à l'extérieur de la sphère de glissement.

Le tableau 3.4 et les photos 3.5 et 3.6 montrent le résumé du résultat d'observation

Tableau 3.4 Résultats des lectures sur les inclinomètres

N° de trou	Profondeur de lecture (-m du TN)	Profondeur du plan de cisaillement	Direction de cisaillement	Durée d'observation	Vitesse moyenne de déplacement
B 1	30	13,5 à 14,5	N-N-O	Du 16/09/2010 au 22/09/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 13.5 m, 22.8 mm par 6 jours (3.8 mm par jours)
B 2	30	13,5 à 14,5	N	Du 02/10/2010 au 10/10/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 13.5 m, 15.89 mm par 8 jours (2.0 mm par jours)
B 3	30	10,5 à 11,5	N	Du 23/10/2010 au 9/12/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 9,5 m, 23.73 mm par 47 jours (0.5 mm par jour)
B 4	30	—	—	Du 23/10/2010 au 9/12/2010	À l'extérieur de la sphère de glissement
B 5	30	14,5 à 18,0	N-N-O	Du 16/09/2010 au 10/10/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 14.5 m, 52.28 mm par 33 jours (1.6 mm par jour)
B 6	30	10,5 à 12,0	N-N-O	Du 23/10/2010 au 9/12/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 10.5 m, 43.09 mm par 47 jours (0.9 mm par jour)
B 7	30	16,5 à 17,5	N	Du 16/09/2010 au 19/09/2010	Quantité de déplacement à la profondeur de 16.0 m, 5.41 mm par 5 jours (1.1 mm par jours)



Sondage B1 (13,5 m à 14,5 m)



Sondage B2 (13,5 m à 14,5 m)



Sondage B3 (14,5 m à 18,0 m)



Sondage B 5 (10,5 m à 11,5 m)

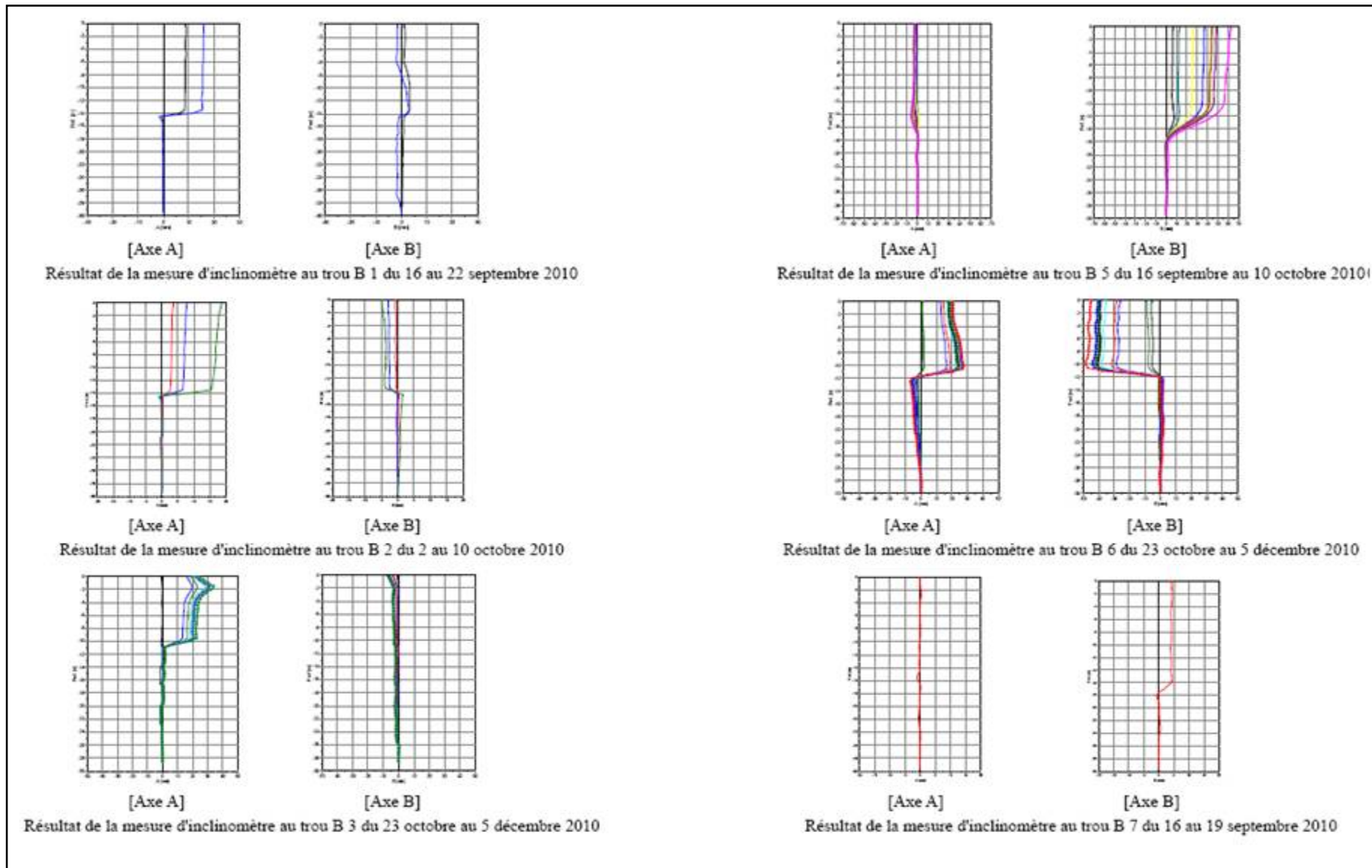


Sondage B6 (10,5 m à 12,0m)



Sondage B7 (16,5 m à 17,5 m)

Photos 3.5 Profondeur de surface de cisaillement



Photos 3.6 Lectures sur les inclinomètres

4-3-Mesure des fissures

On a mesuré le déplacement des fissures constatées sur la surface de terre, et effectué la vérification du développement du glissement de terrain et de la vitesse de son mouvement. D'autre part, on a prévu onze points de mesure (Cr.1 à Cr.11) au début du 09 août 2010 pour les deux premiers glissements, ensuite on a ajouté trois (Cr.12 à Cr.14) depuis le 22 septembre 2010, parce que la quantité de déplacement du deuxième glissement a augmenté et qu'un troisième glissement a été découvert, donc la mesure des fissures a été faite sur quatorze points au total.

Le tableau 3.5 et la figure 3.7' montre le résumé des résultats de la mesure

Tableau 3.5 Résultats des mesures des fissures

Glissement N°	Point de mesure	Date de début de mesure	Avant la mise en œuvre de la butée (avant le 20 octobre 2010)			Après la mise en œuvre de la butée (avant le 20 octobre 2010)		
			Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jour)	Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jour)
1	Cr 1	09/08/2010	72	11	0.15	45	7	0.15
	Cr 2	09/08/2010	72	24	0.33	45	11	0.24
	Cr 3	10/08/2010	71	31	0.43	45	-2	-
	Cr 4	09/08/2010	72	37	0.51	45	-25	-
	Cr 5	09/08/2010	72	105	1.45	45	14	0.46
	Cr 6	09/08/2010	72	44	0.61	45	1	0.06
	Cr 7	10/08/2010	71	20	0.28	45	-9	-
2	Cr 8	10/08/2010	71	23	0.32	45	-11	-
	Cr 9	10/08/2010	71	50	0.7	45	-50	-
	Cr 10	10/08/2010	71	113	1.59	45	34	0.75
	Cr 11	10/08/2010	71	57	0.8	45	-5	-
	Cr 12	22/09/2010	28	45	1.6	45	-27	-
3	Cr 13	10/10/2010	10	6	0.6	45	-6	-
	Cr 14	10/10/2010	10	2	0.2	45	-14	-

Remarque : Afin d'éviter l'infiltration des eaux de pluies, ce schéma explique le colmatage des fissures de traction par l'argile.

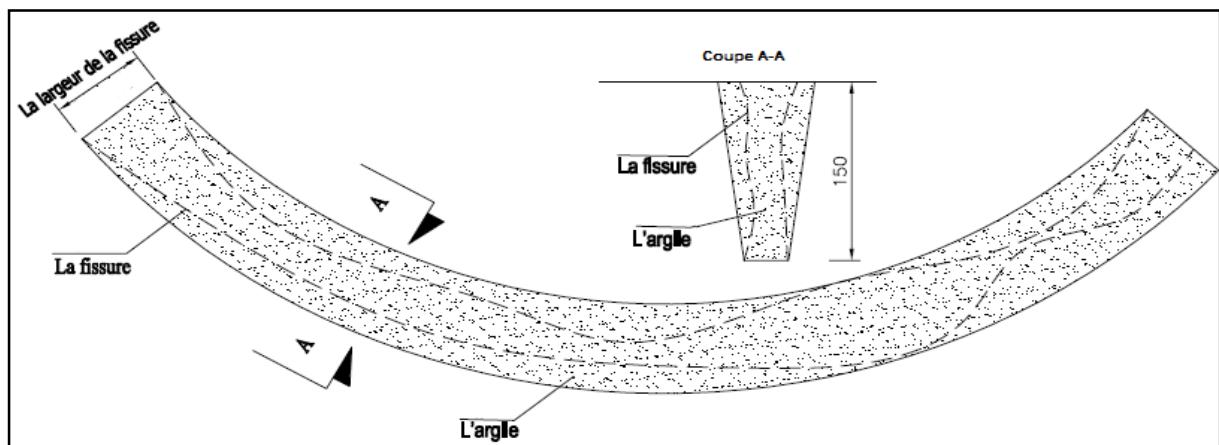


Figure 3.7 Méthode de colmatage des fissures

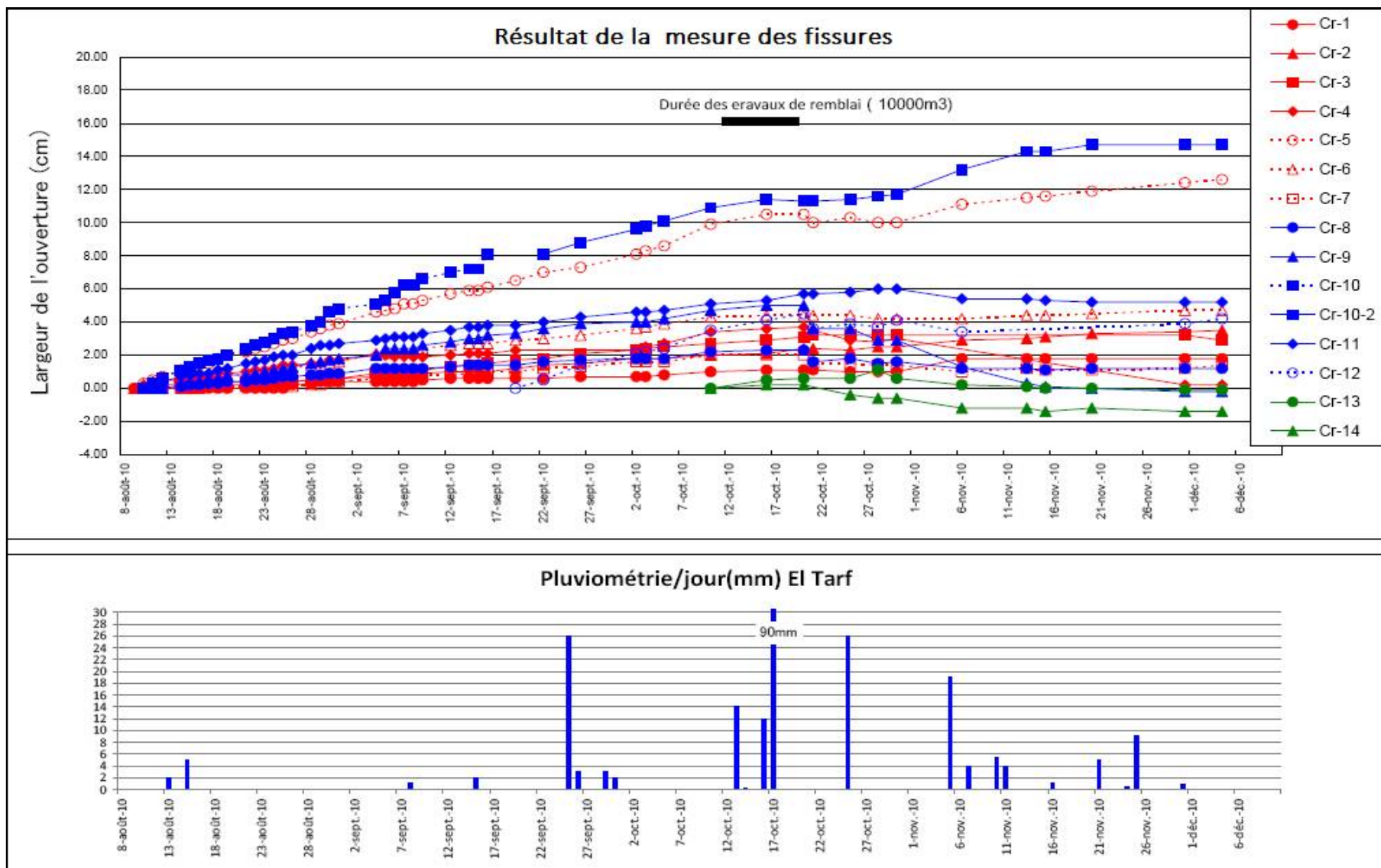


Figure 3.7' Résultats des mesures des fissures

Interprétation des résultats**Premier glissement Cr.1 à Cr.7***

Les mesures des fissures du premier glissement ont été faites à partir du 9 août avant la mise en œuvre de la butte qui a été réalisé pendant la période du 10 au 20 octobre 2010.

On a constaté que la vitesse de déplacement est entre 0,15 et 1,61 mm/jour pendant la période de 72 jours jusqu'au 20 octobre.

Depuis le 20 octobre où la butée s'est achevée, la vitesse de déplacement a diminué sauf pour les points Cr.1, Cr.2, Cr.5 et Cr.6.

Outre les points Cr.4 et Cr.7 indiquent un déplacement en moins.

On peut estimer que ce bloc de glissement est en train de se stabiliser.

Deuxième glissement Cr.8 à Cr.12

Avant la mise en œuvre de la butée on a commencé la mesure à partir du 10 août, on a constaté que la vitesse de déplacement est entre de 0,32 à 1,60 mm/jour pendant la période de 71 jours sauf pour la fissure Cr.12 la période est de 28 jours où le déplacement est arrêté.

Après la mise en œuvre de la butée, on a observé un déplacement en moins pour quatre points sauf le point Cr.10 qui a enregistré un déplacement en plus de 34 mm avec une diminution de vitesse de 0.75 mm/jour.

On a donc estimé que le mouvement du glissement est presque stabilisé, même si on aperçoit un déplacement minuscule près de la fissure Cr. 10.

Troisième glissement Cr.13 à Cr.14

Avant la mise en œuvre de la butée on a commencé la mesure à partir du 10 octobre, on a constaté que la vitesse de déplacement est de 0,6 mm/jour pour la fissure Cr.13 et 0,2 mm/jour pour la fissure Cr.14 pendant la période de 10 jours jusqu'au 20 octobre.

Après l'achèvement de la butée, on a observé un déplacement en moins pour les deux points. On a estimé donc que le mouvement du glissement de terrain est stabilisé.

4-4-Mesure des piquets de déplacement

On a effectué des lectures régulières des dix piquets de déplacement implantés dans l'étendue de glissement, au talus et à la pente des deux extrémités du tronçon.

Les tableaux 3.6 et 3.7 ainsi que la figure 3.8 montrent le résultat de la mesure.

Tableau 3.6 Déplacement horizontal des piquets

Glissement N°	Point de mesure	Mesurée	Avant la mise en œuvre de la butée (avant le 20 octobre 2010)			Après la mise en œuvre de la butée (avant le 20 octobre 2010)		
			Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jour)	Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jour)
Hors champ	K1	08/08/2010	72	14	0.19	40	45	0.15
Hors champ	K2	08/08/2010	72	15	0.2	40	1	0.24
Hors champ	M1	08/08/2010	72	6	0.08	40	9	-
1	M2	08/08/2010	72	209	2.9	40	83	-
2	S1	08/08/2010	72	166	2.3	40	42	0.46
1	S2	08/08/2010	72	180	2.5	40	106	0.06
1	P 10.1	10/08/2010	12	24	2	-	-	-
2	P 10.2	04/09/2010	45	53	1.17	40	79	-
2	P 20	10/08/2010	70	104	1.48	40	81	-
Hors champ	P 30	10/08/2010	70	27	0.38	40	13	0.75

Tableau 3.7 Déplacement vertical des piquets

Glissement N°	Point de mesure	Mesuré le	Avant la mise en œuvre de la butée (avant le 19/10/2010)			Après la mise en œuvre de la butée (après le 19/10/2010)		
			Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jours)	Nbr des jours d'observation	Déplacement total (mm)	Vitesse de déplacement (mm/jours)
Hors champ	K1	08/08/2010	72	1	0.01	40	11	0.27
Hors champ	K2	08/08/2010	72	-45	0.62	40	21	0.52
Hors champ	M1	08/08/2010	72	-3	0.04	40	-9	-0.22
1	M2	08/08/2010	72	-91	-1.26	40	-38	-0.95
2	S1	08/08/2010	72	-87	-1.2	40	51	1.27
1	S2	08/08/2010	72	-45	-0.62	40	-59	-1.47
1	P10.1	10/08/2010	12	1	0.08	-	-	-
2	P10.2	04/09/2010	45	8	0.17	40	2	0.05
2	P20	10/08/2010	70	-50	-0.17	40	-50	-1.25
Hors champ	P30	10/08/2010	70	55	0.78	40	-68	-1.7

*Interprétation des résultats

Premier glissement M2, S2 et P10.1 (Voir figure 3.2)

Avant la mise en œuvre de la buttée, on a commencé la mesure à partir du 8 août, on a remarqué que la vitesse de déplacement horizontal est de 2,0 à 2,9 mm/jour pendant la période de 72 jours et le piquet P10.1 a enregistré un déplacement pendant 12 jours.

Quant au déplacement vertical, les points M2 et S2 ont montré une légère diminution, tandis que pour le piquet P10.1 un minime déplacement a été relevé (1mm).

Après la mise en œuvre de la buttée les déplacements vertical et horizontal en comparaison avec la période avant les travaux de la buttée ont été arrêtés.

Deuxième glissement S1, P10.2 et P20

Avant la mise en œuvre de la buttée, on a commencé la mesure à partir du 10 août, on a observé que la vitesse de déplacement horizontal est de 1,17 à 2,3 mm/jour pendant la période de 72.

Pour le déplacement vertical, les points S1 et P20 montrent une légère diminution, et le piquet P10.2 a enregistré une légère montée.

Après la mise en œuvre de la butte les déplacements horizontaux n'ont rien enregistré, par contre pour le déplacement vertical du point S1 une faible montée a été remarquée.

Remarque

- Les points **K1, K2, M1 et P30** sont implantés hors champ de glissement, et leurs déplacements horizontaux et verticaux enregistrés ne sont pas significatif avant et après la mise en œuvre de la buttée, les déplacements
- Le piquet P10.2 a remplacé le piquet P10.1 qui a entravé les travaux.
- Pour le troisième glissement, aucun piquet n'a été implanté.

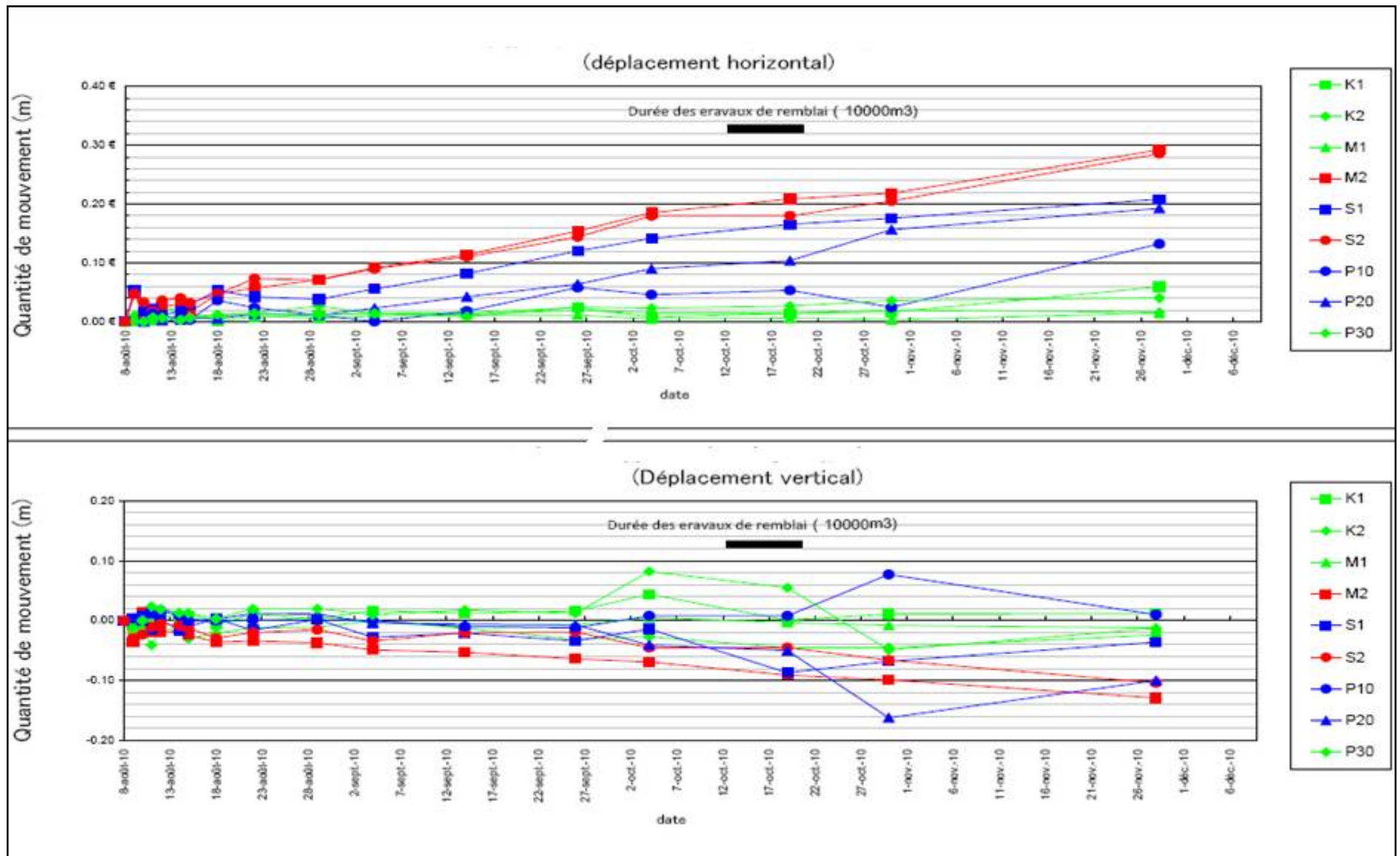


Figure 3.8 Résultats des mesures des piquets des déplacements

4-5- Niveau des eaux souterraines

On a mesuré le niveau des eaux souterraines à sept points, B 1.2 à B 7.2 qui sont illustrés sur le tableau et la figure 3.9.

Pour le puits B6, on a remarqué que le niveau d'eau était à (-4,74 m) du terrain naturel au début d'observation, puis il est surélevé jusqu'à (-1,19 m) du terrain naturel à cause de la pluie, ensuite le niveau d'eau est presque stabilisé.

D'autre part, le niveau le plus élevé a été enregistré au début d'observation pour les six puits sauf le trou B 6. Cela veut donc dire que le type de sol est de très faible perméabilité, car le changement de niveau d'eau est minime pour tous les puits.

Tableau 3.8 Niveau des eaux souterraines

Nom de point d'observation	Date de début d'observation	Niveau le plus haut (-m du TN)	Niveau le plus bas (-m du TN)	Différence du niveau d'eau
B 1.2	24/8/2010	3,20	6,94	4,74
B 2.2	26/9/2010	2,92	7,67	4,75
B 3.2	3/10/2010	7,88	9,41	1,53
B 4.2	6/11/2010	2,74	8,12	5,38
B 5.2	25/8/2010	3,00	7,76	4,76
B 6.2	14/10/2010	1,19	4,74	3,55
B 7.2	22/09/2010	3,09	6,66	3,57

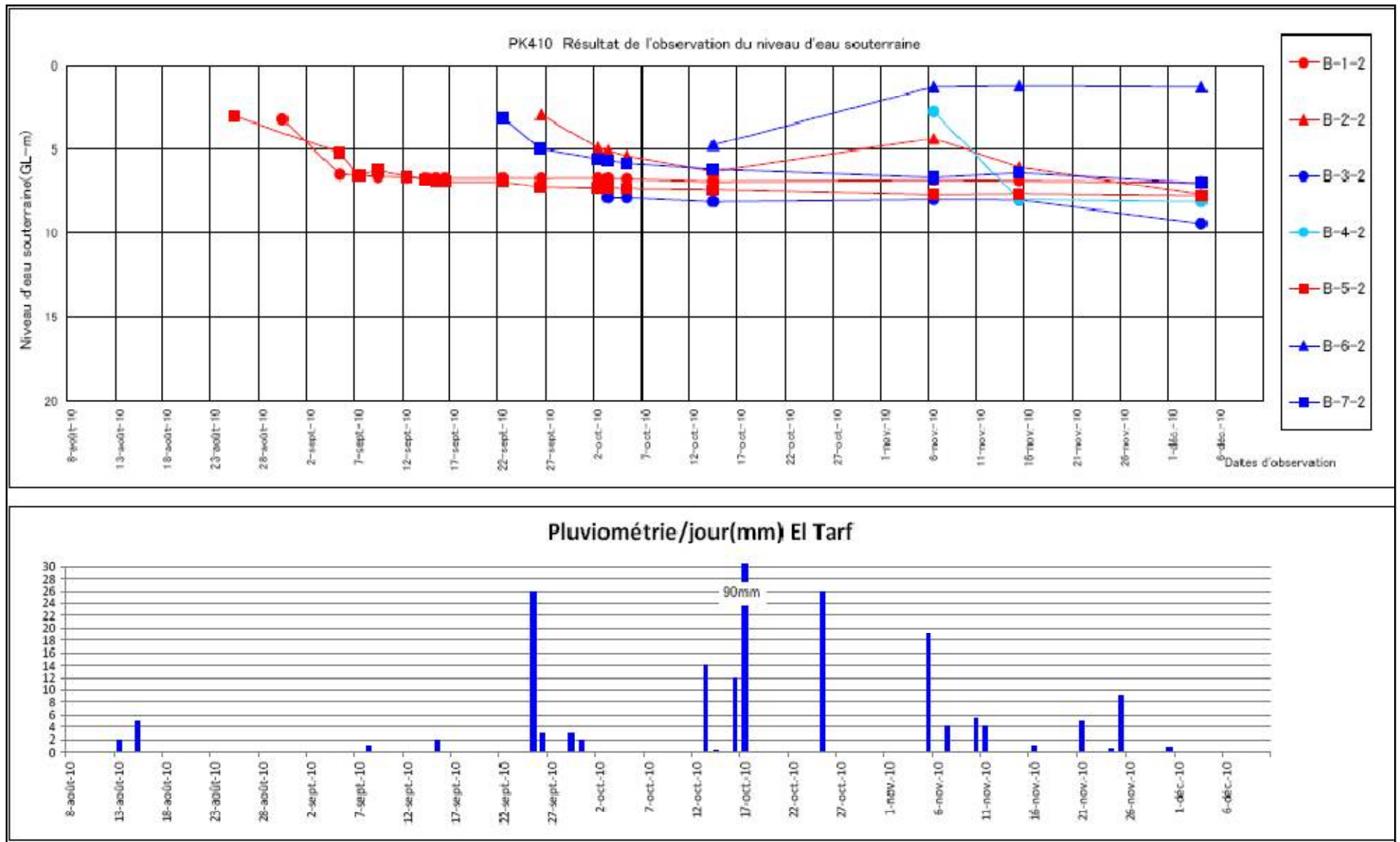


Figure 3.9 Résultats des observations des pluies et du niveau des eaux souterrain

II-MODELISATION NUMERIQUE

Cette partie porte sur la modélisation numérique de la stabilisation d'un talus qui a subi un glissement très important présenté déjà dans la première partie de ce chapitre. Plusieurs variantes ont été utilisées comme solution de stabilisation à savoir travaux d'allègement ; pieux de stabilisation et rehaussement du tracé.

1-ANALYSE DE STABILITE

On a obtenu par le calcul inverse la résistance de la surface de glissement, qui était nécessaire à l'analyse du confortement estimée par les résultats des investigations pour les deux profils des lignes de glissement :

-Ligne de glissement n°1 : au PK 410 + 940 est un profil qui situe sur une longueur d'environ 180 m avec une profondeur moyenne d'environ 14.5 m, le profil est constitué de 2 couches sont : sable argileux et argilite.

-Ligne de glissement n°2 : au PK 411 + 080 est un profil qui situe sur une longueur d'environ 185 m avec une profondeur moyenne de 16 m, le profil est constitué de 2 couches sont : sable argileux et argilite.

Le tableau 3.9 représente les différentes caractéristiques des deux profils.

Tableau 3.9 Caractéristiques des deux couches

Sol	Sable argileux	Argilite
γ	21.6	22.7
ϕ	19.3	125
c	18	15

2-ELABORATION DU MODELE DE REFERENCE

2-1-Conditions principales de l'analyse (calcul inverse)

Préalablement au dimensionnement de la solution de confortement, il est nécessaire d'effectuer des études de stabilité afin de définir les paramètres de résistance au cisaillement (C, ϕ) sur la surface de glissement par une analyse à rebours (analyse inverse). Cette méthode est la plus envisagée à ce type de problèmes vu qu'il est très difficile de prélever des échantillons intacts de la zone glissée.

SLIDE permet un calcul à la rupture qui suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Des analyses à rebours ont été menées sur l'état de stabilité du versant. La surface principale de rupture ayant été déterminée par les mesures inclinométriques et les sondages carottés (cités dans le chapitre 3-partie I), l'inconnu porte sur les caractéristiques de résistance au cisaillement (C, ϕ) sur la surface de glissement. Il s'agit des caractéristiques résiduelles que le sol acquiert après avoir été soumis à de grands déplacements.

Elles sont approchées en admettant les hypothèses suivantes :

- Lors de la rupture, la stabilité du versant est caractérisée par un coefficient de sécurité égal à l'unité $FS = 1$;
- Il n'existe qu'un seul plan de rupture ;
- Le niveau de la nappe phréatique est proche du terrain naturel.

Les tableaux 3.10 et 3.11 ci-dessous montrent les conditions nécessaires ainsi que les caractéristiques du remblai de la butée introduisent dans le code SLIDE.

Tableau 3.10 Conditions principales

Hypothèses	Description
Mode d'analyse	Calcul inverse
Méthode adoptée	Méthode MORGENSTERN et PRICE (GLE)
Profil à analyser	Ligne de glissement n° 1 au PK 410 + 940 Ligne de glissement n° 2 au PK 411 + 080
surface de glissement (non circulaire)	Résultat des investigations de glissement
Niveau des eaux souterraines	le plus haut pendant la période d'observation
Poids spécifique γ du sol glissé	21 kN/m ³
Facteur de sécurité (F_s) au moment de l'apparition du glissement	$F_s = 1,00$

Tableau 3.11 Caractéristiques du remblai de la butée

Caractéristiques	Description
Classification GTR	R 34
Poids spécifique γ de la butée	21 kN/m ³
Angle de frottement interne de la butée : φ	30°
Cohésion du remblai : C	0,0 kN/m ²

2-2-Analyse des résultats et model de référence

Dans les conditions susmentionnées (tableau 3.10 et 3.11), le calcul par analyse inverse doit être effectuée en prendre en compte les paramètres résiduels lors de déclenchement du mouvement et que la butée provisoire ne doit pas être prise en considération dans les modèles de calcul de référence présentés dans les figures 3.11 et 3.13, les résultats des calculs de stabilité par les méthodes FELLINIUS, GLE et BISHOP sont présenté dans le tableau 3.12. Les tableaux 3.13 et 3.14 montrent la géométrie des modèles de référence qui sont représentés dans les figures 3.9 et 3.12.

Tableau 3.12 Caractéristiques de la surface de glissement

	L'angle de frottement interne φ (°)					γ (KN/m ³)	C (KN/mm ²)	FS
	COJAAL	CITIC	Mémoire					
Organisme	COJAAL	CITIC	Mémoire			21	0	1
Code de calcul	COSTANA	TALREN	SLIDE					
Méthode	FELLUNIUS	Perturbation	FELLINIUS	GLE	BISHOP			
Glissement PK 410	12,83	11,10	12,74	12,88	12,73			
Glissement PK 411	11,53	8,39	9,48	9,65	9,53			

Tableau 3.13 Coordonnées géométrique des model de référence PK 410+940

Contour extérieur							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	0.00	0.00	81.32	157.44	61.49	194.84	60.12
199.51	57.79	202.51	57.94	218.51	49.94	227.62	50.00
238.66	46.48	282.86	45.99	282.86	0.00	0.00	0.00
Séparation entre couches							
0.00	64.00	74.12	53.34	178.05	44.87	282.86	29.02
Nappe phréatique							
0.00	77.60	157.44	61.27	180.96	57.99	218.51	48.94
238.66	45.48	282.86	44.99				
Ligne de glissement							
64.93	74.25	67.00	70.00	70.43	66.92	75.00	64.00
79.47	61.90	222.00	40.40	229.00	41.00	235.53	42.40
240.00	44.00	246.53	46.41				

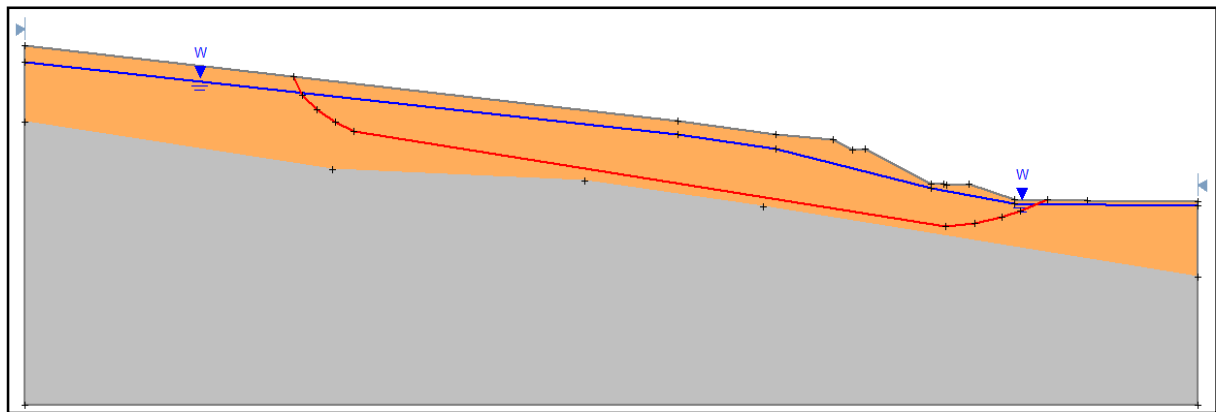


Figure 3.10 Modèle de référence du glissement au PK 410

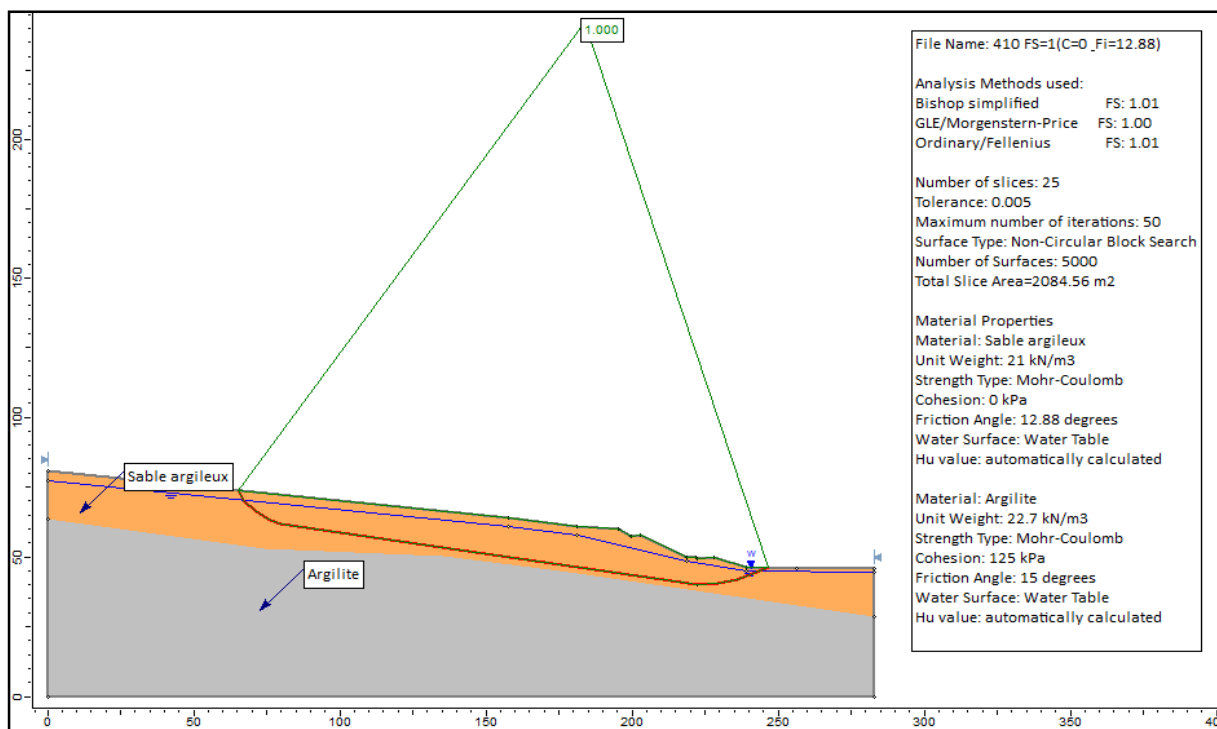


Figure 3.11 Etat d'équilibre limite au PK 410

Tableau 3.14 Coordonnées géométrique des model de référence PK 411+080

Contour extérieur							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	0.00	0.00	84.82	33.61	81.52	49.72	78.61
80.42	72.57	84.33	72.01	106.19	69.54	162.96	67.06
173.01	64.54	185.83	62.54	216.98	61.57	240.09	52.82
289.98	50.08	296.59	53.32	296.56	0.00	0.00	0.00
Séparation entre couches							
0.00	64.00	113.42	52.45	258.12	37.71	296.58	33.32
Nappe phréatique							
0.00	74.00	88.22	65.72	185.83	61.35	240.09	51.72
271.66	49.45	296.59	49.45				
Ligne de glissement							
83.20	72.51	85.07	69.57	88.22	65.72	92.60	61.86
98.01	58.33	103.37	55.99	201.02	44.98	209.43	44.29
217.64	43.99	226.94	44.08	237.42	44.74	245.17	45.61
250.43	46.39	255.84	47.35	261.11	48.45	269.50	50.50

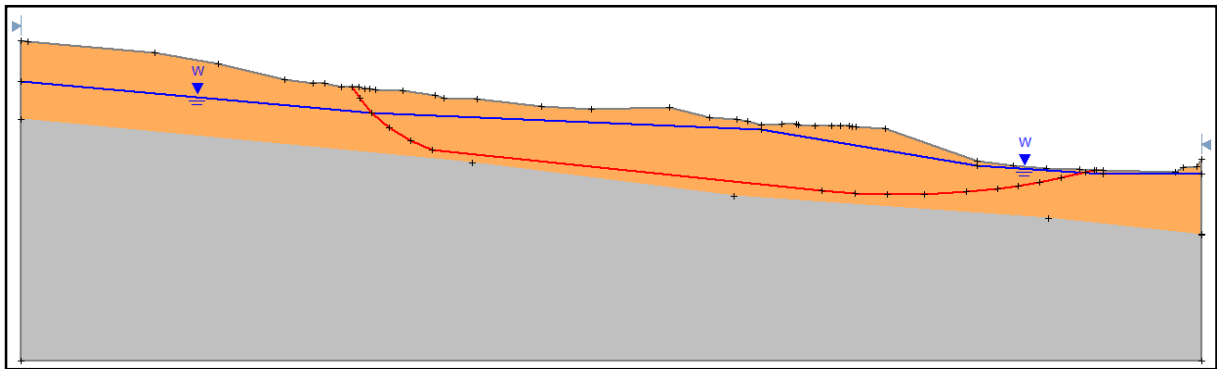


Figure 3.12 Model de référence du glissement au PK 411

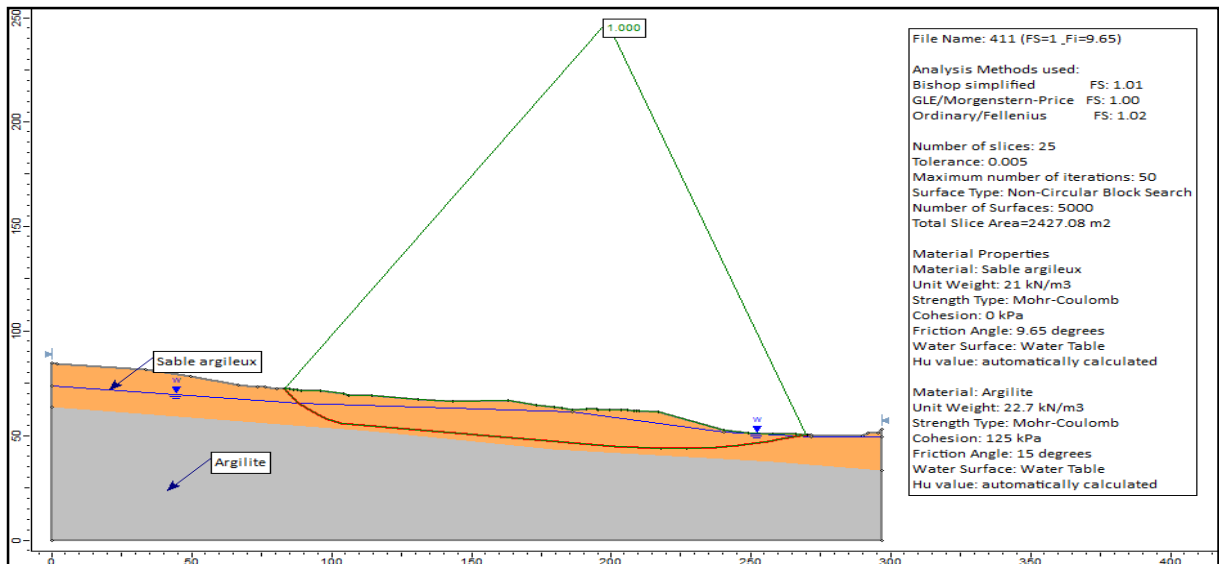


Figure 3.13 Etat d'équilibre limite au PK 411

Les deux modèles ont donné des résultats pratiquement similaires aux résultats obtenus par COJAAL en utilisant un autre code de calcul COSTANA ainsi le code TALREN utilisé par CITIC. Ce qui implique que les modèles de références sont acceptables pour évaluer l'étude de la stabilité du talus ainsi ils permettent de vérifier et de valider les solutions de stabilisation proposées.

3-SOLUTIONS PROPOSEES

Plusieurs variantes ont été proposées afin de trouver une solution fiable pour stabiliser le glissement de terrain, doivent vérifier les conditions suivantes :

- Assurer la stabilité du glissement : Tableau 1.5 (Guide technique LCPC-Stabilisation des glissements de terrain)
 - FS=1.1** pour les travaux de blocage : Installation des pieux,
 - FS=1.25** pour les travaux de stabilisation : allègement ; Remblai de butée ; rehaussement du tracé et évacuation des eaux souterraines.
- En cas de modification du tracé (rehaussement) de l'autoroute, il y a des possibilités d'expropriation de terrain et de redimensionner les ouvrages.

Les variantes proposées sont :

- **Travaux d'allègement** : de la partie supérieure de la masse glissée.
- **Pieux de stabilisation** : exécution des pieux en pied de talus.
- **Rehaussement du tracé** : consiste a un rehaussement de la ligne rouge (de 8m) pour faire valoir l'effet de la buttée et d'assurer la stabilité de la pente.

On va décrire le résultat d'étude de ces trois variantes.

3-1-Variante 1 : Travaux d'allègement

L'une des solutions utilisées pour minimiser les dégâts lors d'un glissement du terrain est d'alléger la pente (partie supérieure de la masse glissée)(Figures 3.17 et 3.18). Dans cette variante une masse de 510.000 m³ a été enlevée en trois résolutions avec une pente à ½ de même que le talus prévu. Le calcul de la stabilité a été fait en trois phases :

- Phase d'allègement d'une demi-longueur ;
- Phase d'allègement d'une demi-hauteur ;
- Phase d'allègement de la totalité de la masse

Le calcul du facteur de sécurité de chaque phase est réalisé en utilisant les trois méthodes de calcul à savoir méthode FELLUINIS ; BISHOP et GLE (figures 3.14, 3.15 et 3.16).

Pour les deux premiers allègements les valeurs du facteur de sécurité sont inférieure à 1.25 ; d'où la nécessité de l'allègement de la totalité de la masse sur la surface du glissement pour atteindre une valeur de sécurité de 1.58 supérieure à 1.25. Voir tableau 3.15.

Tableau 3.15 FS des phases d'allègement

Profil	Résolutions	Description	FS obtenu
411+080	1.1	Allègement d'une demi-longueur	1.13
	1.2	Allègement d'une demi-hauteur	1.14
	1.3	Allègement total	1.58

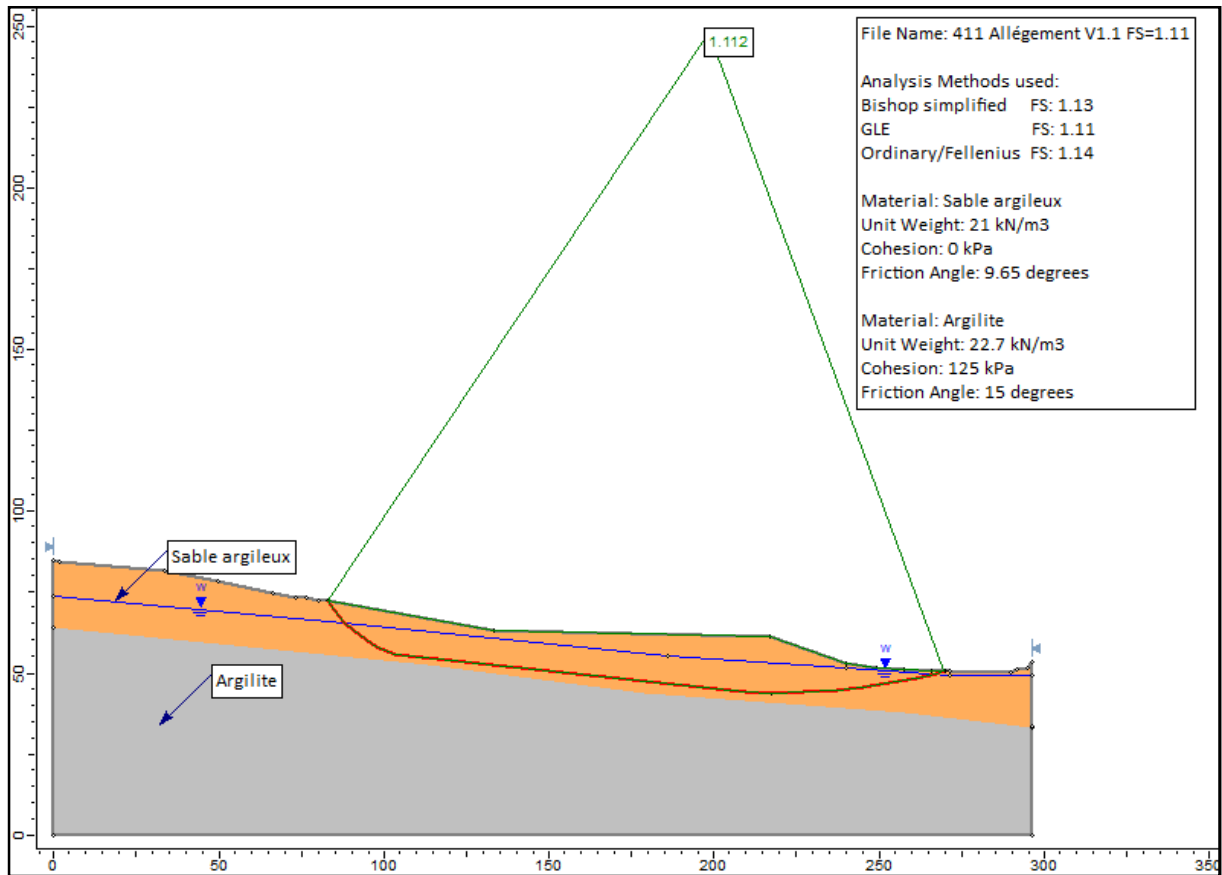


Figure 3.14 FS de la phase 1.1 au PK 411+080

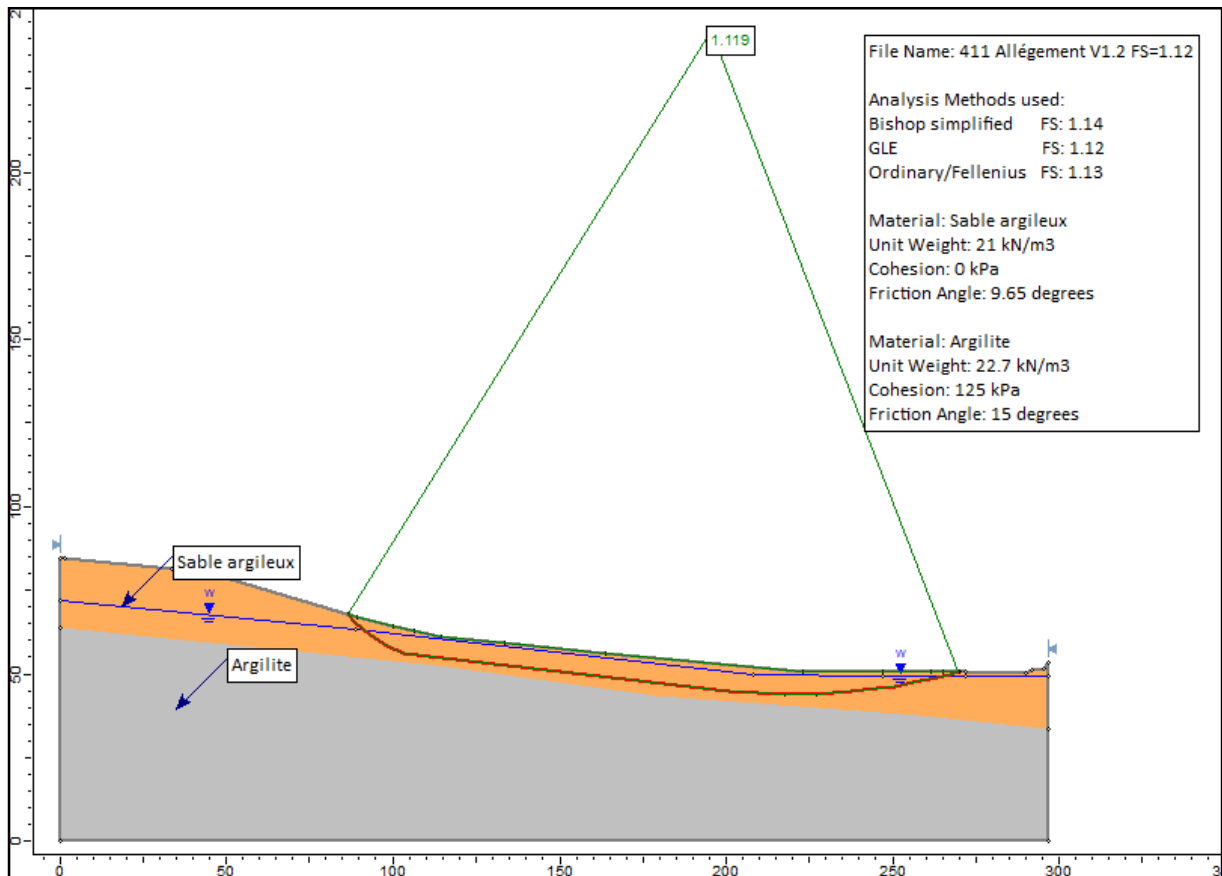


Figure 3.15 FS de la phase 1.2 au PK 411+080

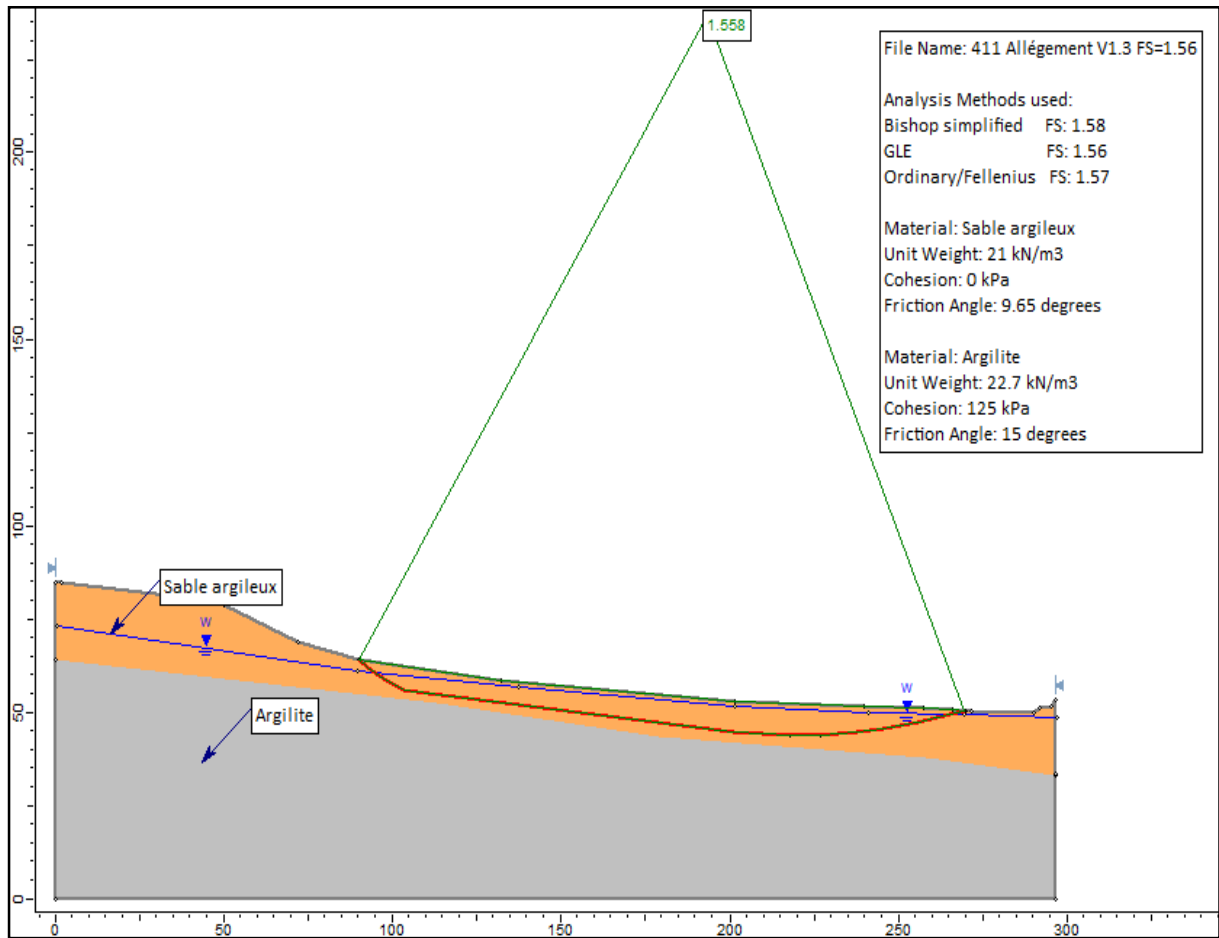


Figure 3.16 FS de la phase 1.3 au PK 411+080

Le tableau suivant nous donne les valeurs des facteurs de sécurité obtenues par le code de calcul Slide (méthode inverse) pour les deux lignes de glissements PK 410+940 et PK 411+080 on utilisant les trois méthodes de calcul FELLINIUS ; GLE et BISHOP.

Ces valeurs sont très proches et montrent une très bonne concordance avec celui obtenu par un autre code de calcul COSTANA proposé par l'entreprise COJAAL.

Tableau 3.16 Récapitulatif des FS d'allégements

Code de calcul		COJAAL		Mémoire					
		COSTANA		SLIDE					
Méthode		FELLUNIUS		FELLINIUS		GLE		BISHOP	
Glissement		410	411	410	411	410	411	410	411
Variante N°1: Allégement	1.1		1,04	1,2	1,13	1,2	1,11	1,21	1,12
	1.2	-	-	-	1,13	-	1,11	-	1,13
	1.3	-	1,68	-	1,56	-	1,56	-	1,57

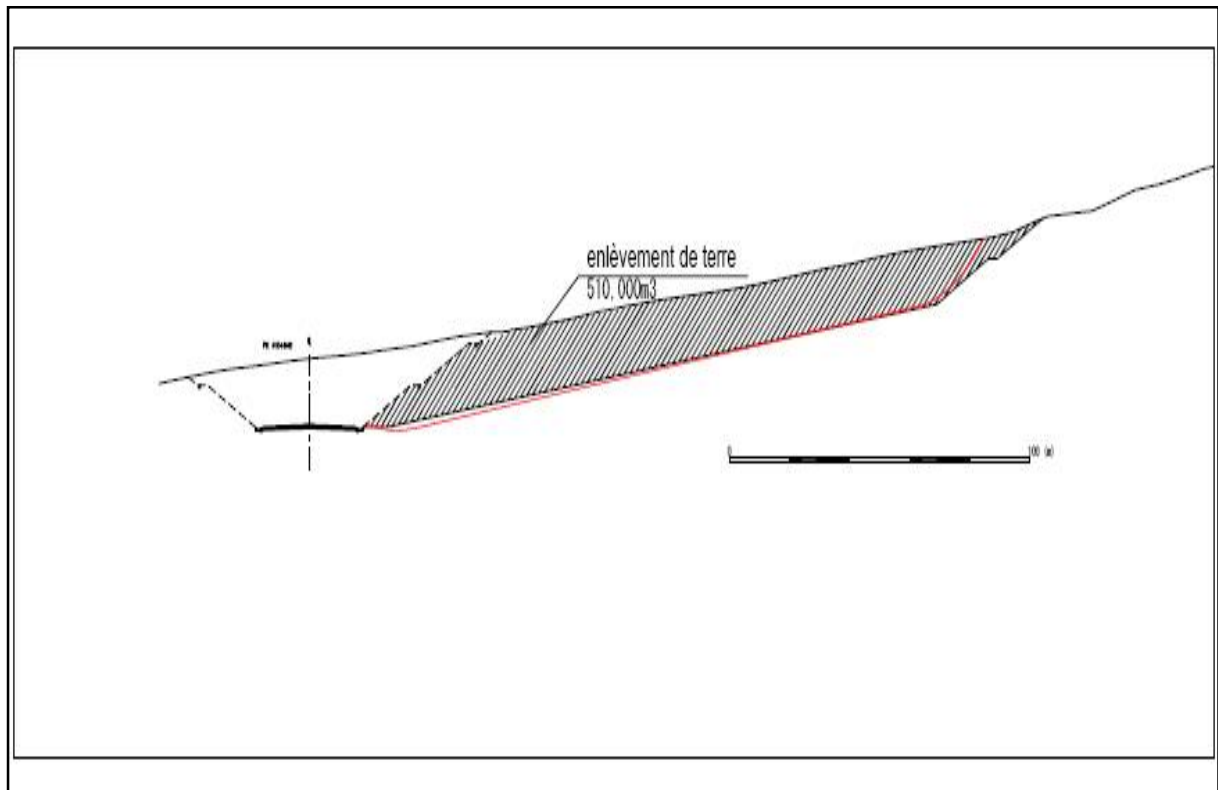


Figure 3.17 Profil en travers des travaux d'allégement

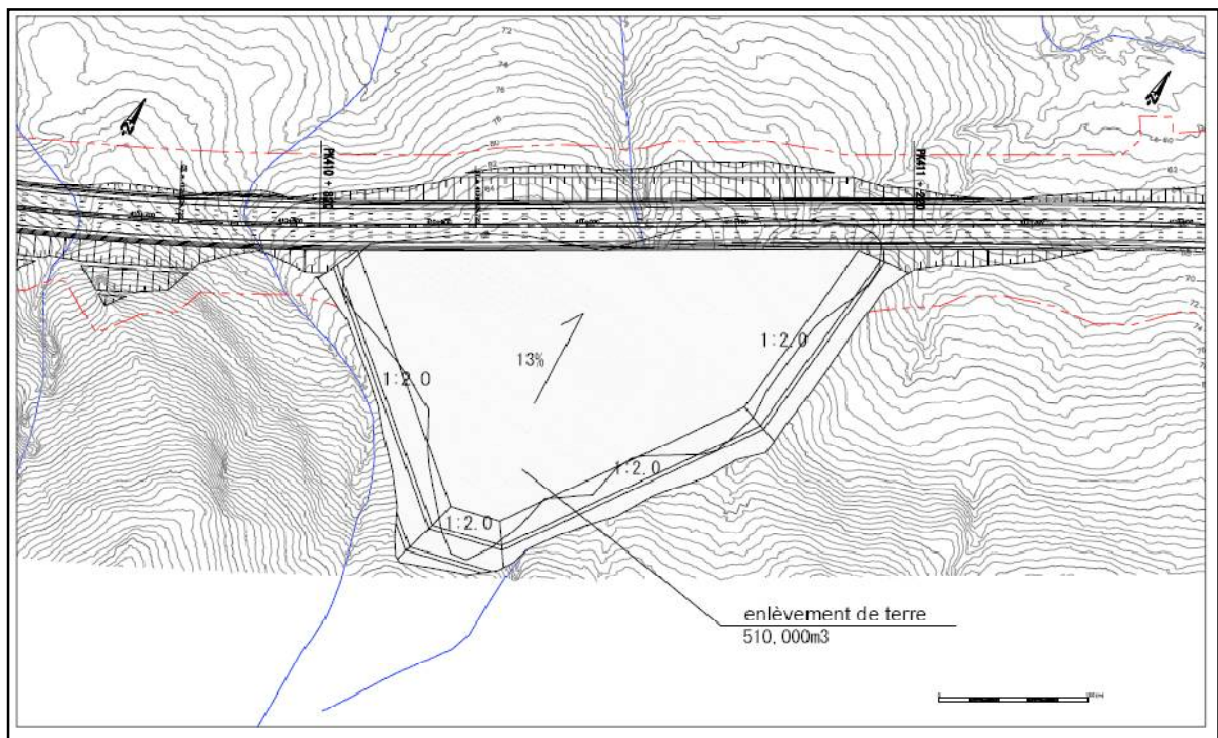


Figure 3.18 Vue en plan des travaux d'allégement

3-2-Variante 2 : Pieux de stabilisation

Sur la base d'hypothèse de stabiliser le glissement par l'introduction des inclusions rigides, le calcul est mené en appliquant un effort résistant à la masse glissée en fonction du point d'application, pour un coefficient de sécurité donné égal à 1.10 qui conduit à appliquer une force résistante Pr de 586 kN (cas le plus défavorable au PK 410, calculée par Slide- Analyse inverse) (Figure 3.19). Les pieux seront ensuite dimensionnés en fonction de cette dernière force. Les résultats de l'étude sont donnés par le tableau 3.17 qui indique les valeurs de la force de stabilisations pour les deux plans de glissements étudiés ; cette force est déterminée en utilisant la commande suivante dans le code de calcul SLIDE.

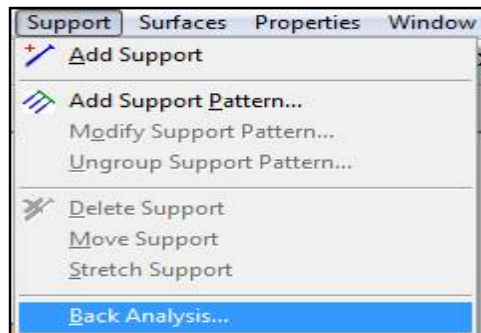


Tableau 3.17 Force de stabilisation des pieux

Profil du glissement	ϕ	Pr (KN)	Nbr de ligne proposé	FS obtenu	Nbr de ligne proposé	FS obtenu
410+940	12.88°	586	1	1.04	2	1.07
411+080	9.65°	525	1	1.04	2	1.08

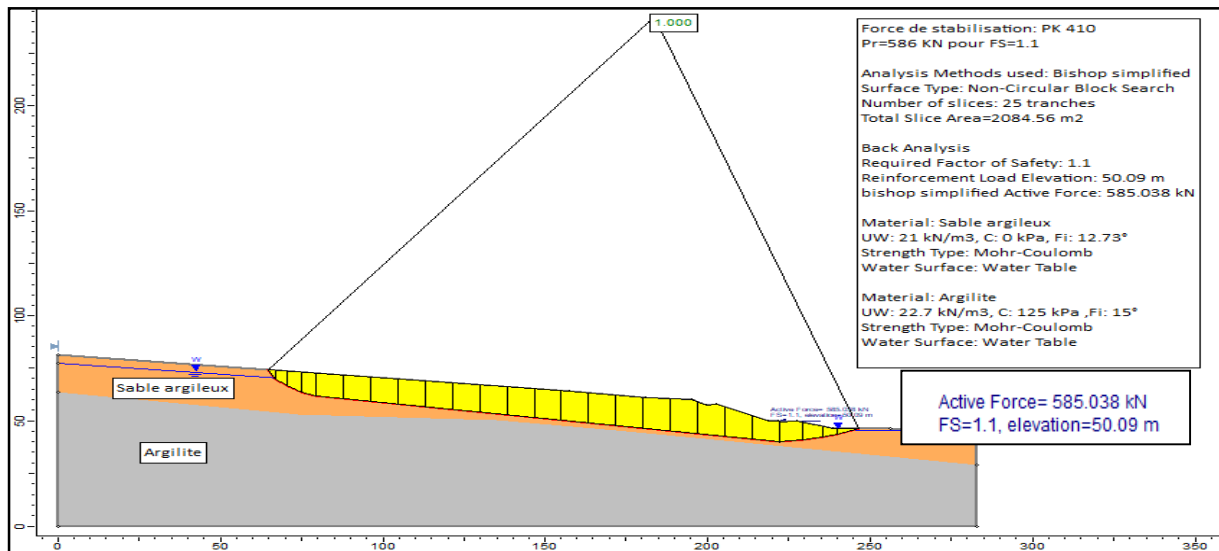


Figure 3.19 Force de stabilisation

Les figures du 3.20 au 3.23 ainsi que tableau 3.18 donnent FS pour les deux lignes de glissement (PK 410+940 et la PK 411+080) en stabilisant le talus avec une ligne des pieux puis deux lignes des pieux au pied de ce dernier, les valeurs du FS obtenus sont proches de 1.10, ce qui montre que l'utilisation de deux lignes des pieux au pied du talus assure une stabilité suffisante de pente.

Tableau 3.18 Récapitulatif des FS des pieux

		COJAAL		Mémoire					
Code de calcul		COSTANA		SLIDE					
Méthode		FELLUNIUS		FELLINIUS		GLE		BISHOP	
Glissement		410	411	410	411	410	411	410	411
Variante N°2: Pieux	2.1	-	-	1,05	1,06	1,04	1,04	1,05	1,05
	2.2	1,1	1,1	1,09	1,10	1,07	1,08	1,09	1,09

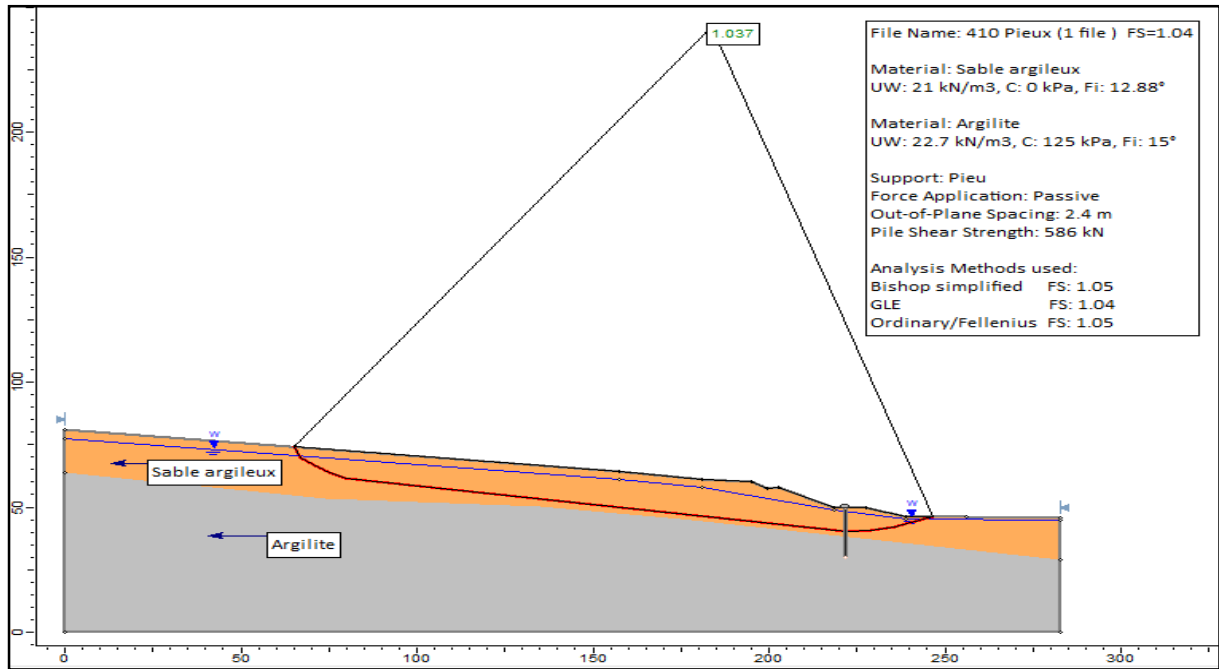


Figure 3.20 FS pour une file de pieux (Ligne de glissement au PK 410+940)

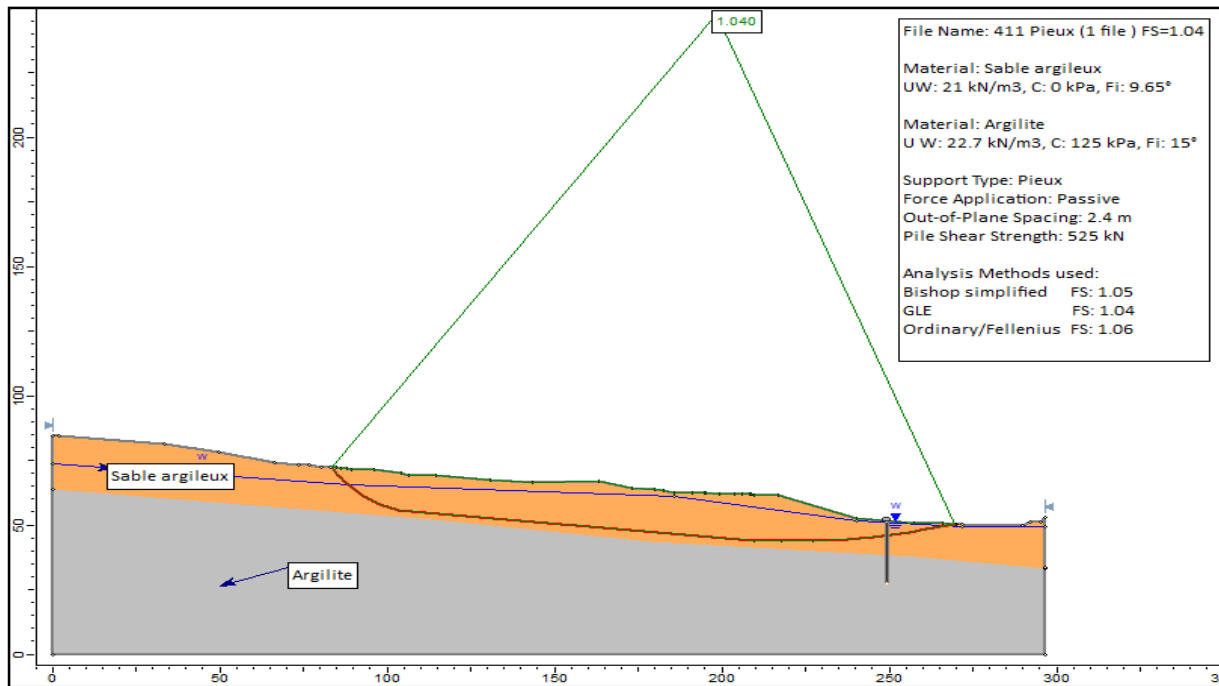


Figure 3.21 FS pour une file de pieux (Ligne de glissement au PK 411+080)

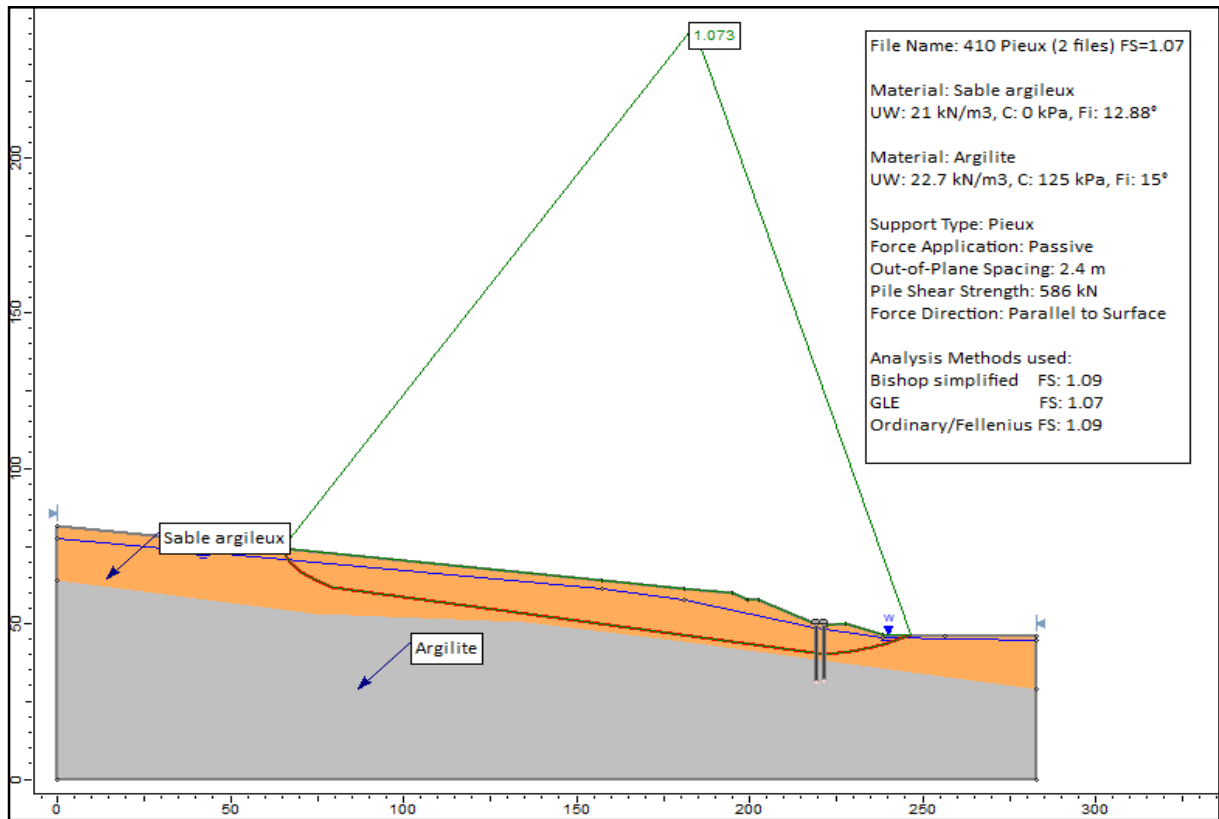


Figure 3.22 FS pour deux files de pieux (Ligne de glissement au PK 410+940)

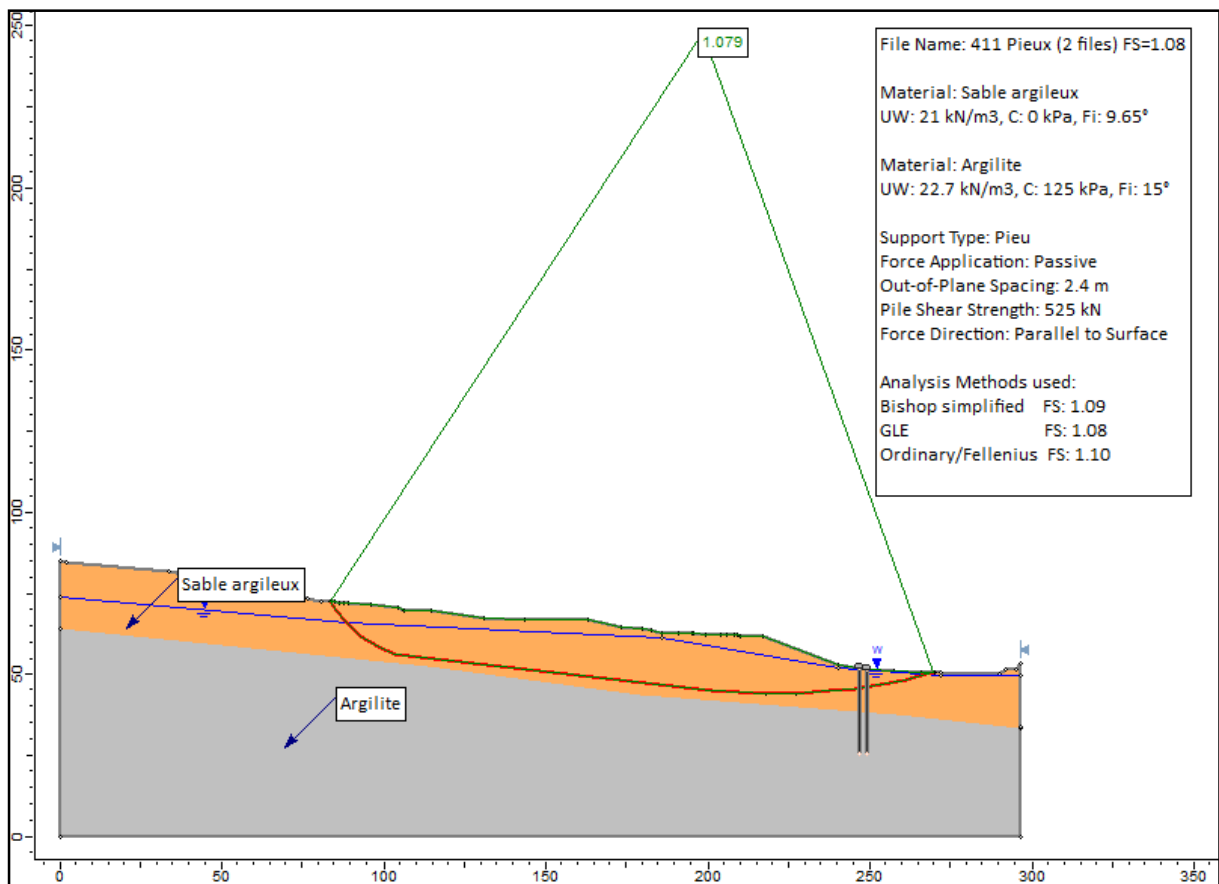


Figure 3.23 FS pour deux files de pieux (Ligne de glissement au PK 411+080)

Pré-dimensionnement des pieux

- Longueur de la partie glissée: 314 m
- Pieux Φ 1200 mm, @ 2.4 m, deux files
- Quantité approximative des pieux: 262

La stabilité de la masse de glissement sera assurée, mais leur quantité sera d'autant plus élevée qu'une grande force de stabilisation est nécessaire. Le coût et la durée des travaux seront donc énormes.

Les figures 3.24 et 3.25 montrent le tracé en plan et le profil en travers type des travaux des pieux de stabilisation.

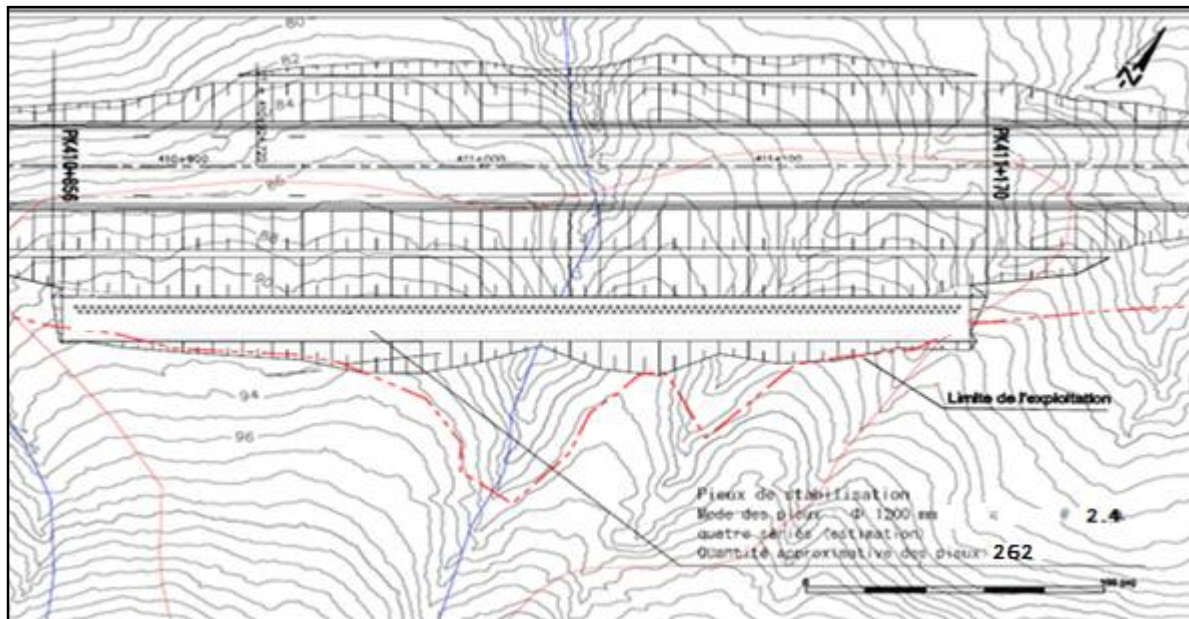


Figure 3.24 Tracé en plan des travaux des pieux

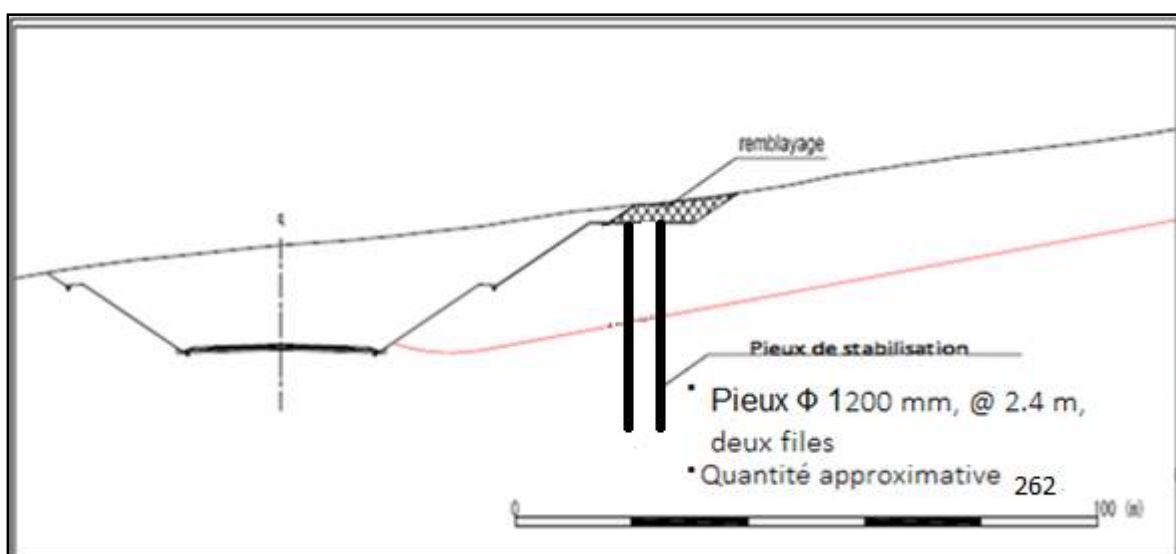


Figure 3.25 Profil en travers type des travaux des pieux

3-3-Variante 3 : Etude du rehaussement

Elle consiste a un rehaussement de la ligne rouge (de 8m) pour faire valoir l'effet de la buttée et d'assurer la stabilité de la pente.

Comme l'excavation a progressé jusqu'à la hauteur d'environ 4 m, on doit finir les travaux avec un remblai de 4 m à partir du niveau actuel, mais la surface de la nouvelle expropriation sera énorme à cause de la nécessité de déplacer les tronçons avoisinants en même temps.

Les figures 3.26 et 3.27 montrent le tracé en plan et le profil en travers type des travaux de rehaussement et les figures 3.28 et 3.29 montrent le FS obtenus pour les deux lignes de glissement en utilisant les trois méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

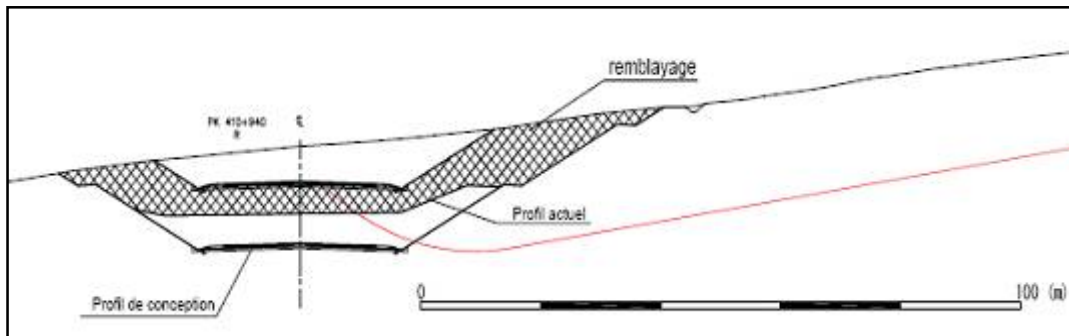
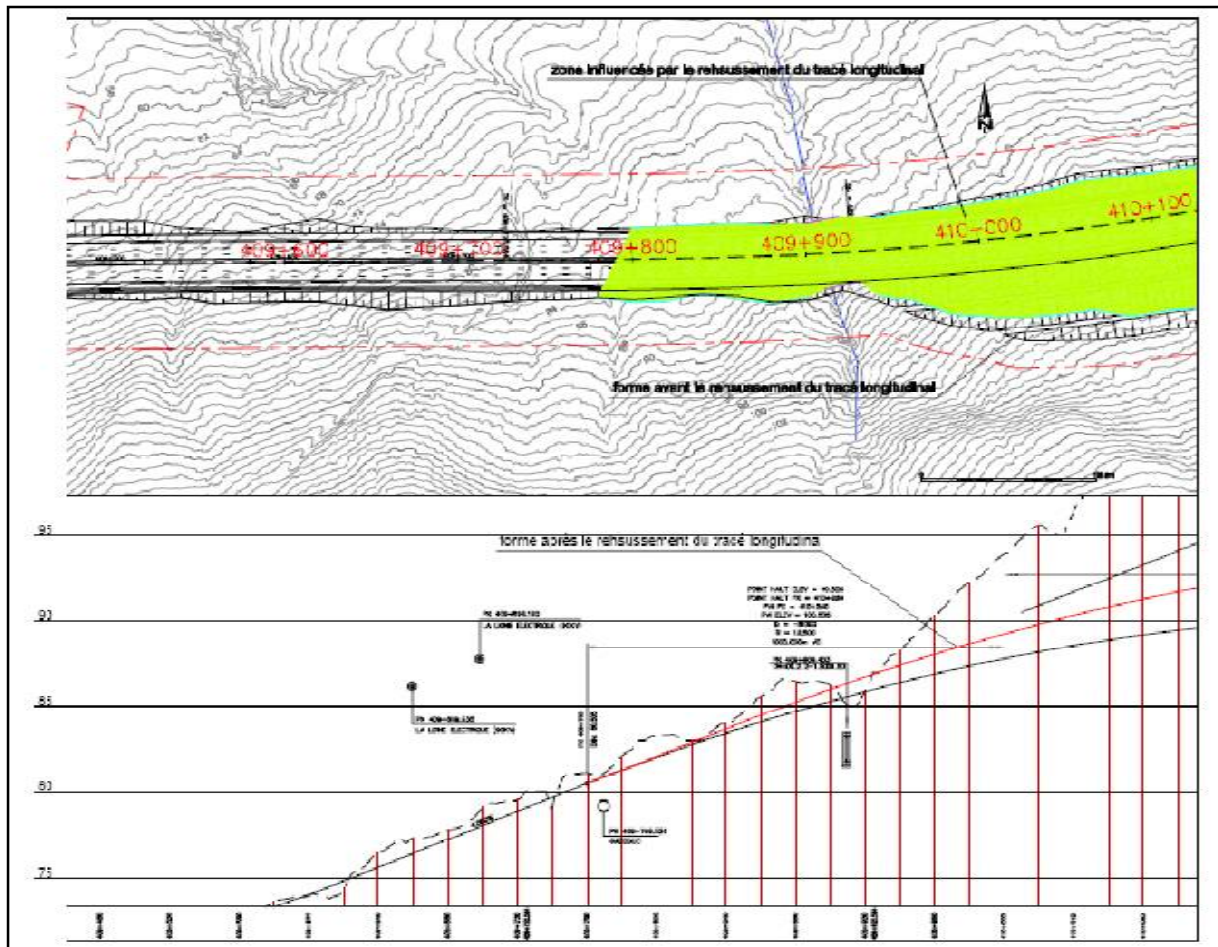


Figure 3.26 Profil en travers type des travaux de rehaussement



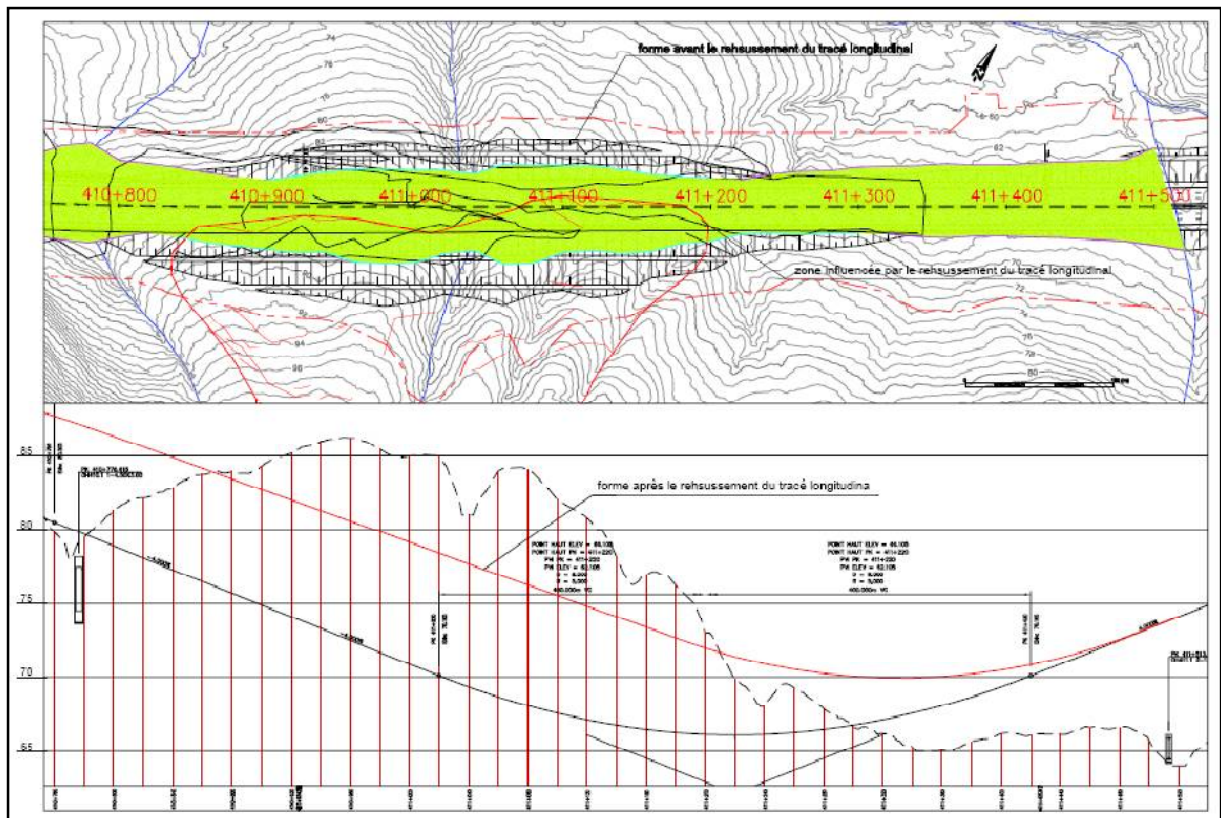
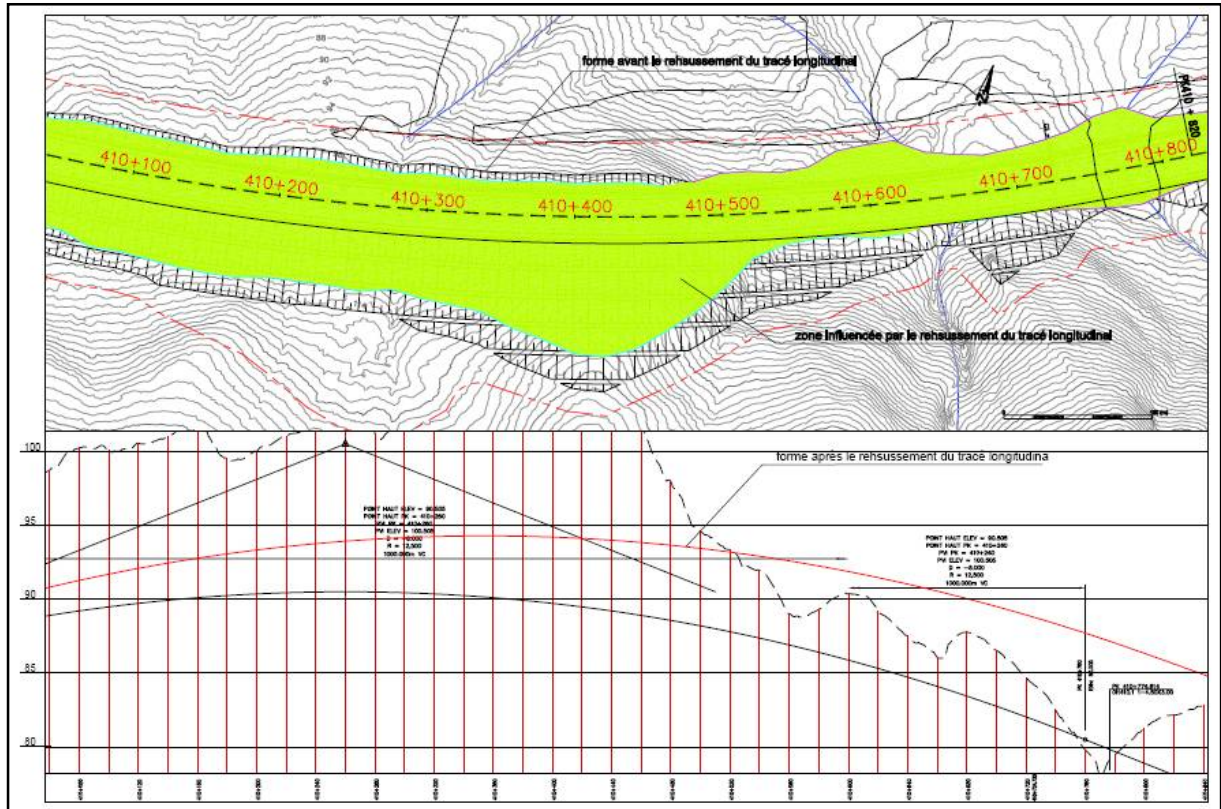


Figure 3.27 Tracé en plan des travaux de rehaussement

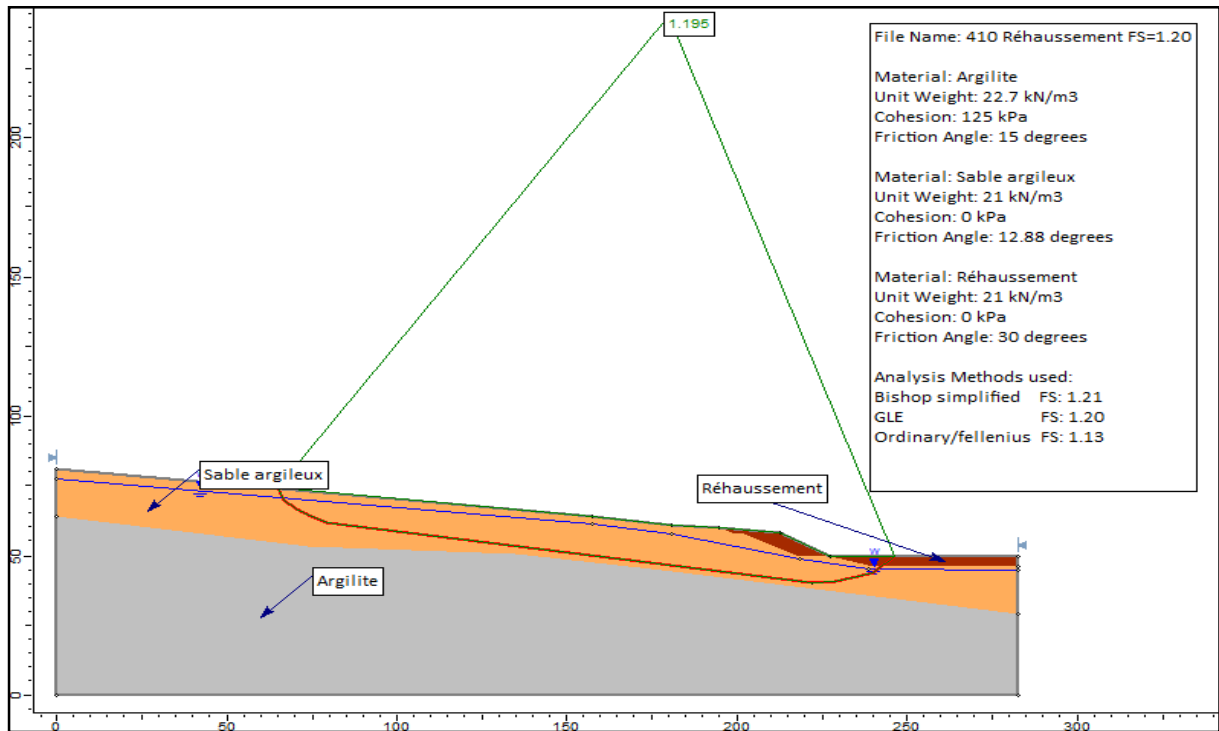


Figure 3.28 FS après rehaussement PK 410+940

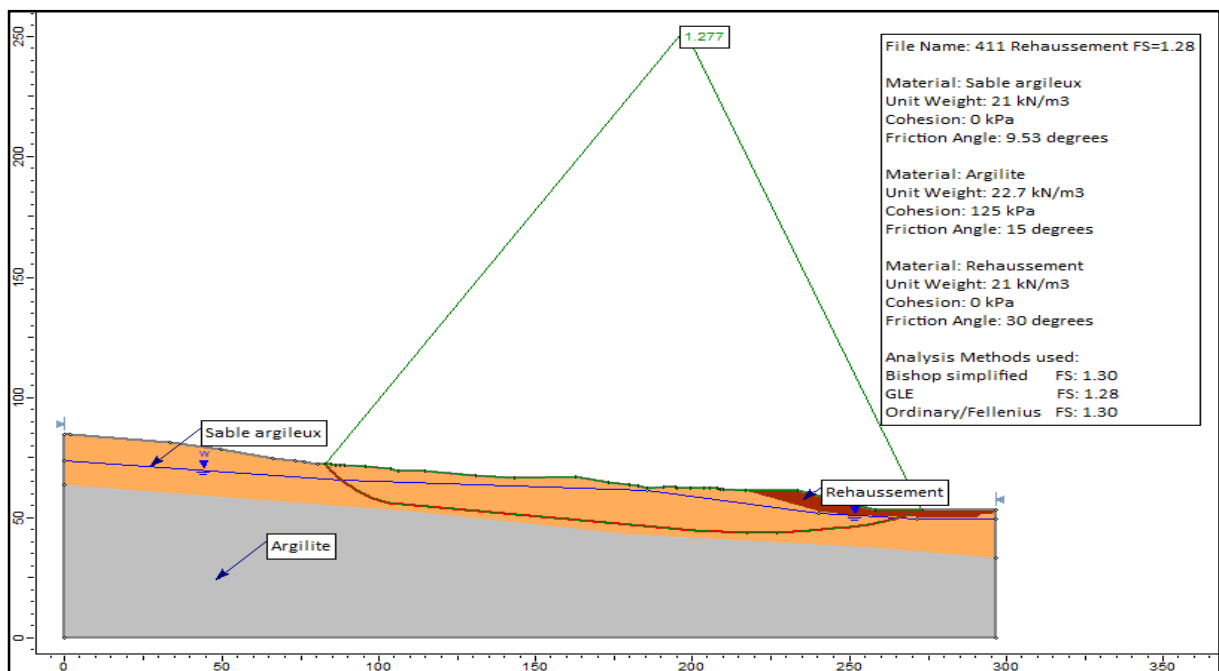


Figure 3.29 FS après rehaussement PK 411+080

Tableau 3.19 Récapitulatif des FS du rehaussement

	COJAAL		Mémoire					
Code de calcul	COSTANA		SLIDE					
Méthode	FELLUNIUS		FELLINIUS		GLE		BISHOP	
Glissement	410	411	410	411	410	411	410	411
Variante N°3: Rehaussement	1,21	1,27	1,13	1,30	1,20	1,28	1,21	1.30

4-CONCLUSION

Ce glissement de terrain est déclenché le 8 août 2010, d'une largeur de 360 m et de profondeur d'environ 18 m.

Dans cette étude des investigations géotechniques ont été réalisées pour mieux comprendre les caractéristiques de ce glissement ; suivi d'une étude de confortement qui a mené à l'analyse de trois variantes a savoir :

1. Travaux d'allégement ;
2. Pieux de stabilisation ;
3. Rehaussement du tracé longitudinal.

Comme conclusion, la troisième variante (rehaussement du tracé longitudinal) est estimée étant le mode le plus approprié, étant donné qu'il faut minimiser l'expropriation de terrain dans le parc national d'EL KALA, et qu'on peut s'attendre aux effets de stabilisation plus sûre. (Voir Tableau 3.20)

Tableau 3.20 Etude comparative des trois variantes de confortement

	Variante N° 1: Allègement	Variante N° 2: Pieux anti glissement	Variante N° 3: Rehaussement
Conception			
Description	Stabilité assurée par un allègement du sol glissé	Stabilité assurée par l'installation des pieux anti glissement	Le rehaussement peut faire valoir l'effet de la butée
Type des travaux	Remblai mis en dépôts environ 510 000 m ³	Plate forme des pieux: 10 x 314 (m ²)	Travaux de remblai environ 262 000 m ³
	Surface supplémentaire à exproprier 35 000 m ²	Pieux forés de Ø1200 mm, Espacement@=2.4 m	Travaux de déblai environ 23 000 m ³
	Terre végétale mise en dépôts environ 12 000 m ³	Nombre approximatif 262 (unité)	Terre végétale mise en dépôts environ 12 000 m ³
		Linéaire de ml	Prolongation des longueurs des 2 dalots (OH)
		Terrassement de la plate forme: 1200 m ³	Modification des MS des entrées des dalots
Cout	236 000 000 DA	700 000 000 DA	353 000 000 DA
Durée	8 mois (cadence jour et nuit) période sèche	16 mois (installation de 4 foreuses)	10 mois (sans tenir compte de la végétalisation)
Avantages	Cout relativement raisonnable	Petite surface à exproprier	Conception possible avec une stabilité assurée
	Courte durée		Gain d'environ 23 000 m ³ dans les travaux de déblai prévus
	Déblai meuble		Petite surface à exproprier
Inconvénients	Expropriation supplémentaire dans le Parc	Expropriation supplémentaire dans le Parc d'Elkala	Refaire le document d'exécution
	Zone de dépôts supplémentaires à retrouver	Cout et délai énormes	Révision et modification des plans
	Stabilité des talus après reprofilage à assurer	Analyse spécifique des pieux anti glissement	Substitution de la butée provisoire
Observation	Moins couteuse	Cout et durée largement moins favorable	Cout et délai se situent entre les 2 autres variantes
	Possibilité d'achever les travaux aux délais		Stabilité assurée sans faire une expropriation supplémentaire
	Prévoir des imprévus dans la nature des terrassements		
Estimation	Bonne	Moyenne	Très bonne

III – ANALYSE DE STABILITE DU CONFORTEMENT ADOPTE

1-INTRODUCTION

Suite à la reprise des travaux de parachèvement de l'autoroute par l'entreprise Chinoise CITIC après un arrêt de six ans, de nombreuses solutions de confortement pour le traitement du glissement survenu entre le PK 410+840 et le PK 411+080 sont déjà envisagées par COJAAL (chapitre 3-partie II).

Le modèle géologique et les conditions de rupture ayant été identifiés. Le choix du confortement est contraint par les conditions in-situ, le coût et le planning. Dans ces conditions, le choix du confortement qui répond aux exigences du chantier est celui proposé par COJAAL précédemment qui consiste à un rehaussement de la ligne rouge pour faire valoir l'effet de la butée et assurer la stabilité.

L'analyse de stabilité de ce glissement, comme mentionné auparavant, a été effectuée par l'analyse à rebours (analyse inverse) qui a permis d'obtenir les paramètres de résistance résiduels lors de la rupture le long de la surface de glissement avec un coefficient de sécurité égal à l'unité $FS = 1$, comme il est présenté dans le tableau 3.12 et les figures 3.11 et 3.13.

Selon le Guide Technique LCPC-Stabilisation des glissements de terrain (Tableau 1.5), les étapes de réalisation du confortement doivent répondre aux exigences suivantes :

- FS=1.1** pour les travaux de blocage : Installation des pieux,
- FS=1.25** pour les travaux de stabilisation : allègement ; Remblai de butée ; rehaussement du tracé et évacuation des eaux souterraines.

Ces étapes de réalisation du confortement se font comme suit :

- 1-** Mise en place de la butée : **B1**
- 2-** Réalisation des pieux anti glissement : **B1+P**
- 3-** Enlèvement d'une partie de la butée : **B2+P**
- 4-** Reprofilage par un matériau rocheux 0/600 : **B2+P+R**
- 5-** Rehaussement de la ligne rouge : **B2+P+R+Reh**
- 6-** Drainage : **D**

2-ETAPES DE CONFORTEMENT

2-1- Mise en place de la butée (B1):

Lors du déclanchement du glissement et afin d'éviter le déplacement de la masse glissée et assurer la stabilité provisoire de talus pendant l'exécution des travaux, on a envisagé de mettre en place une butée comme contre-mesure.

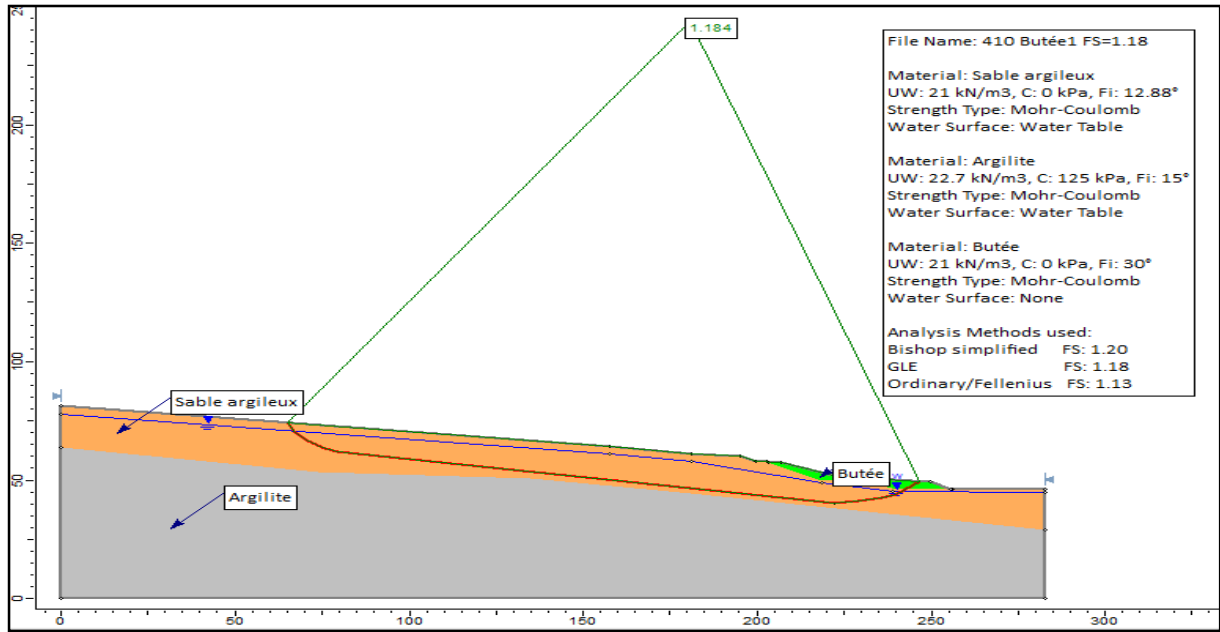


Figure 3.30 FS Butée (B1) au PK 410+940

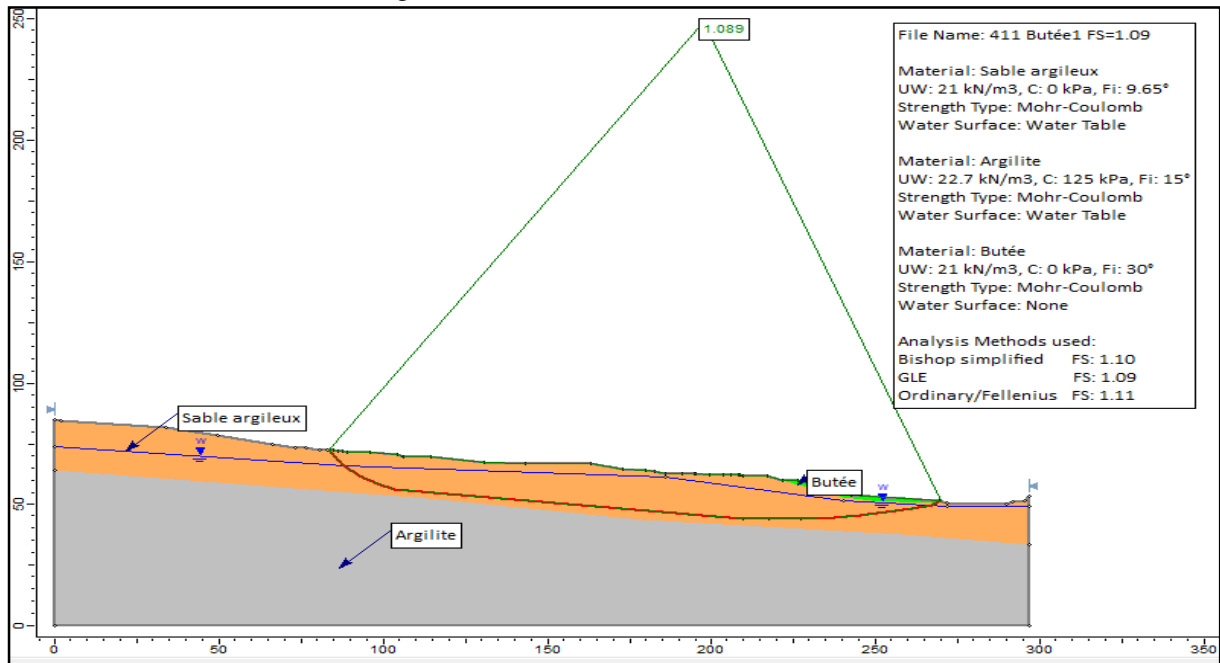


Figure 3.31 FS Butée (B1) au PK 411+080

Interprétation des résultats : les facteurs de sécurités provisoires sont estimés à 1.18 et 1.09 pour les glissements de PK 410 et 411 respectivement par la méthode GLE présenté dans les figures 3.30 et 3.31. Ces facteurs de sécurités sont inférieur à 1.2 Tableau 1.5 (Guide technique LCPC-Stabilisation des glissements de terrain), ce qui nécessite d'augmenter le FS par un autre type de confortement.

2-2- Réalisation des pieux antis glissement (B1+P)

Afin de garantir la stabilité provisoire du talus avant d'enlever la partie de la butée, qui va être remplacé par le remblai de rehaussement, des pieux antis glissement (\varnothing 1200 mm espacés de 2.4 m) sont implantés à l'aval du remblai, l'étude est menée en appliquant un effort résistant $Pr=1291$ kN à la masse glissée en fonction du point d'application, pour un FS donné égal à 1.25 (Le cas le plus défavorable est au PK 410). Voir les résultats dans la figure 3.32.

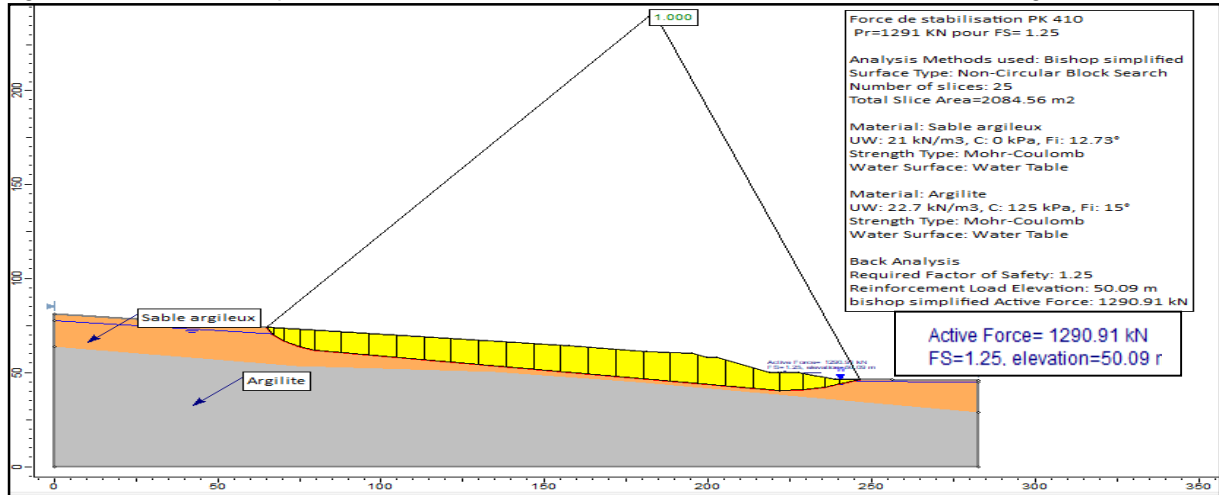


Figure 3.32 Force de stabilisation

Les figures 3.33 et 3.34 représentent les FS après l'introduction d'une ligne de pieux en présence de la butée (B1).

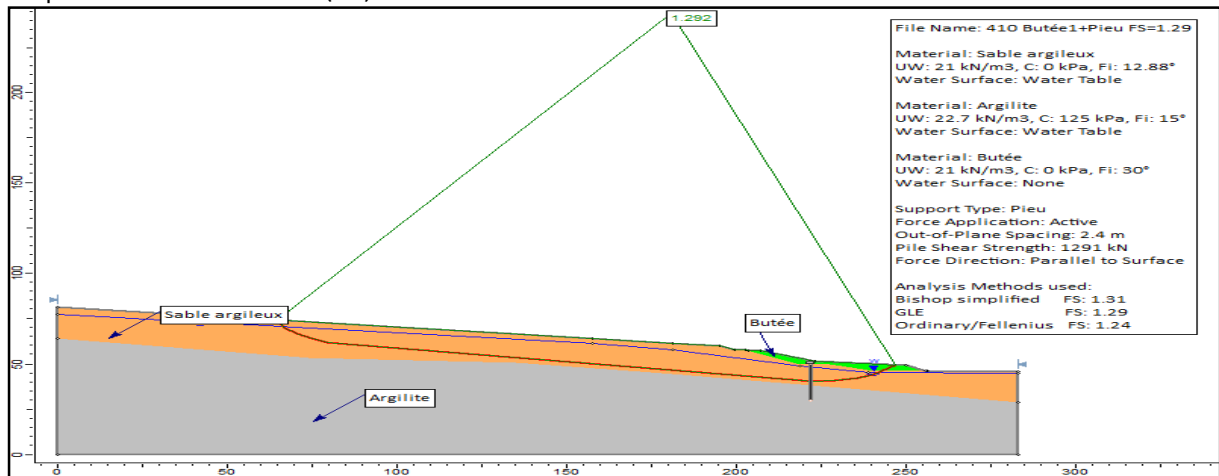


Figure 3.33 FS Butée (B1) + Pieux (P) au PK 410+940

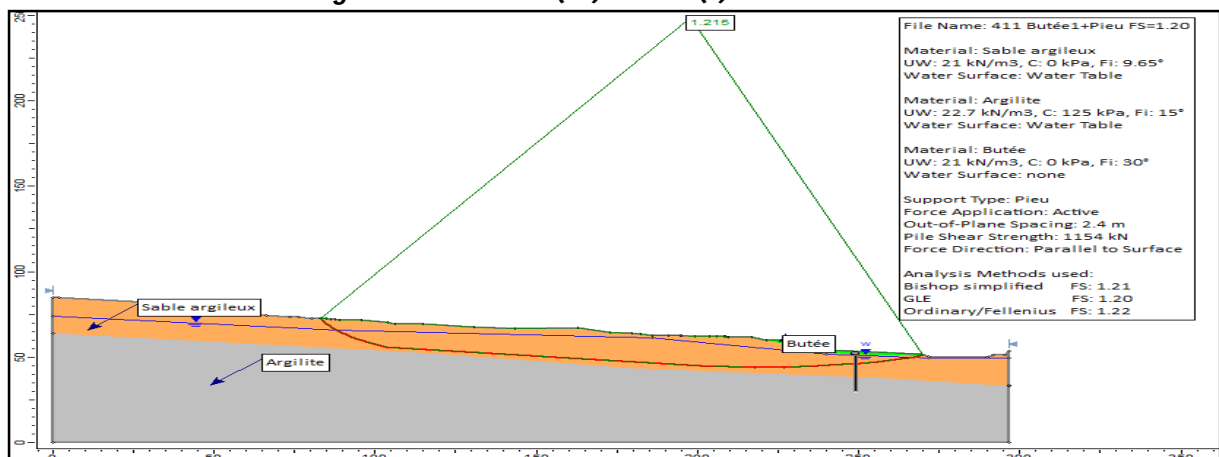


Figure 3.34 FS Butée (B1) + Pieux (P) au PK 411+080

Interprétation des résultats: Il est clair que le talus est plus stable par rapport à la configuration précédente avec une augmentation du FS de 1.18 à 1.29 au PK 410 et de 1.09 à 1.20 au PK 411. Donc le talus est en état de sécurité provisoire avant d'enlever une partie de la butée.

➤ Pré-dimensionnement des pieux

Le principe de base de la méthode utilisée consiste à modéliser le pieu comme une poutre connectée au sol à travers des ressorts non linéaires. Le déplacement du talus est imposé au niveau des ressorts.

- Longueur de la partie glissée: 314 m
- Diamètre des pieux \varnothing 1200 mm, espacement = 2,4 m (compris entre $2\varnothing$ et $3\varnothing$)
- Nombre de lignes: une ligne, Quantité approximative des pieux: 131
- La résistance à la compression simple est 35 MPa,
- Section du pieu : $A = \pi\varnothing^2/4 = 1130973 \text{ mm}^2$
- Moment d'inertie : $I = \pi\varnothing^4/64 = 1,0179 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- Module de section : $w = I/(\varnothing/2) = 1,6065 \times 10^8 \text{ mm}^3$
- Module d'élasticité : $E = 11000\sqrt[3]{35} = 3.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- Rigidité de flexion du pieu: $EI = 3,66 \times 10^{15} \text{ N.mm}^2$

La méthode utilisée consiste à considérer les pieux par leurs actions à l'intersection avec la surface de glissement, décomposé en un effort de cisaillement H_u et un effort axial H_v . La force de résistance nécessaire pour prévenir le glissement en considérant un coefficient de sécurité de 1,25 et à une élévation de 50.09 m est : $Pr = 1291 \text{ kN}$

- L'angle de déclivité de la surface de glissement est : $\theta_e = 8.13^\circ$ (voir figure 3.35)
- La force de glissement horizontale est : $H_u = Pr \cos \theta_e = 1278.03 \text{ kN/m}$
- La force de glissement verticale est : $H_v = Pr \sin \theta_e = 182.57 \text{ kN/m}$
- L'épaisseur de la couche mobile (voir figure 3.36) (intersection entre le pieu et la ligne de glissement) est : $L_t = 9 \text{ m}$.

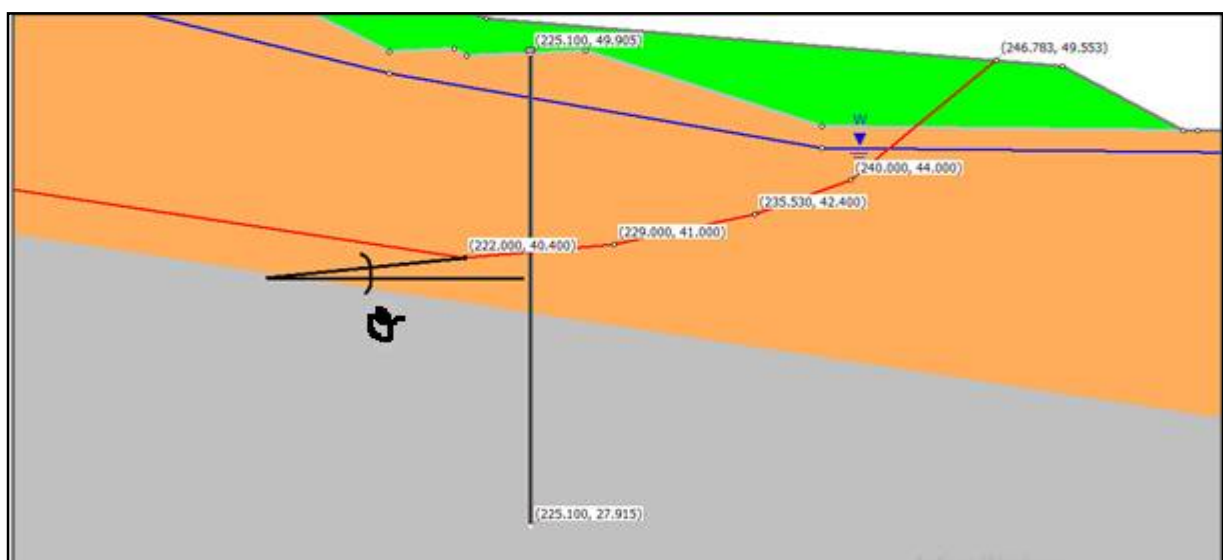


Figure 3.35 Inclinaison de la force de stabilisation

1-Profondeur d'ancrage

Selon le rapport géotechnique (présenté dans le chapitre 3-l), que les couches mobile et immobile sont constituées respectivement de sable argileux et d'Argilite.

a) -Couche mobile [9]

L'épaisseur de la couche mobile est : $L_t = 9 \text{ m}$

Module de réaction par unité de longueur du pieu: $E_{s1} = 52150.34 \text{ kN/m}^2$

Valeur caractéristique du pieu:

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}}$$

Avec $EI = 3.66 \times 10^6 \text{ kN.m}^2$, $\beta_1 = 0.2443$

$\beta_1 L = 0.2443 \times 9 = 2.2 < 3.0$ Pieu infiniment rigide

b) -Couche immobile (couche d'ancrage)

Module de réaction par unité de longueur du pieu: $E_{s2} = 79411.76 \text{ kN/m}^2$

Valeur caractéristique du pieu:

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}}$$

Avec $EI = 3.66 \times 10^6 \text{ kN.m}^2$, $\beta_2 = 0.2714$

$\beta_2 L = 0.2714 \times 9 = 2.44 < 3.0$ le pieu est infiniment rigide

(Les valeurs de E_{s1} et E_{s2} sont données suite à une étude expérimentale)

2-Longueur total du pieu

Profondeur d'ancrage = $(1 \text{ à } 1,5) \pi / \beta_1$

$\beta_1 = 0,2443$

$L_r = 1 \times \pi / \beta_1 = 12,9 \text{ m}$, $L_r = 1,5 \times \pi / \beta_1 = 19,3 \text{ m}$, $L_r \approx 12,9 \sim 19,3 \text{ m}$, on prend $L_r = 13 \text{ m}$

La longueur totale du pieu est donc : $L = 9 + 13 = 22 \text{ m}$

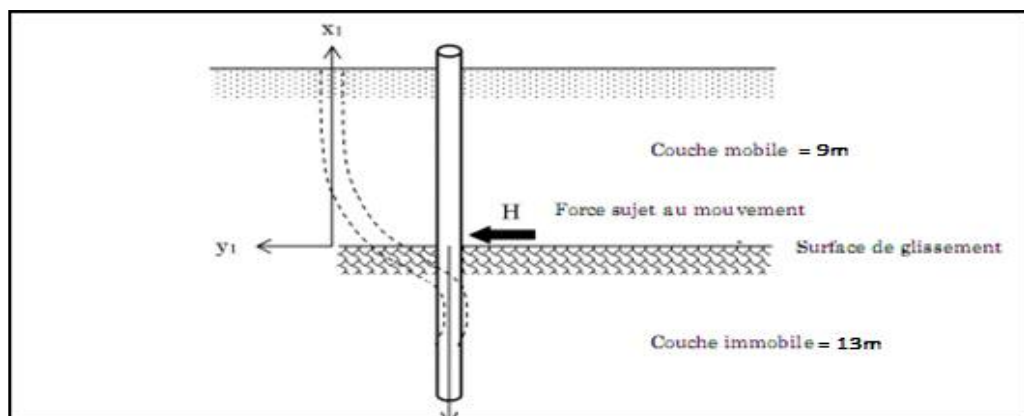


Figure 3.36 Longueur du pieu

2-3- Enlèvement d'une partie de la butée (B2+P)

Selon l'identification du remblai de la butée, la classification GTR est R34 (dont la mise en remblai comporte un risque qu'il convient d'apprécier avant chaque chantier), on doit enlever une partie de la butée qui se trouve dans la plate forme de l'autoroute et qui va être remplacé par un matériau de qualité dans le rehaussement.

Les figures 3.37 et 3.38 représentent FS après l'enlèvement d'une partie de la butée (B2).

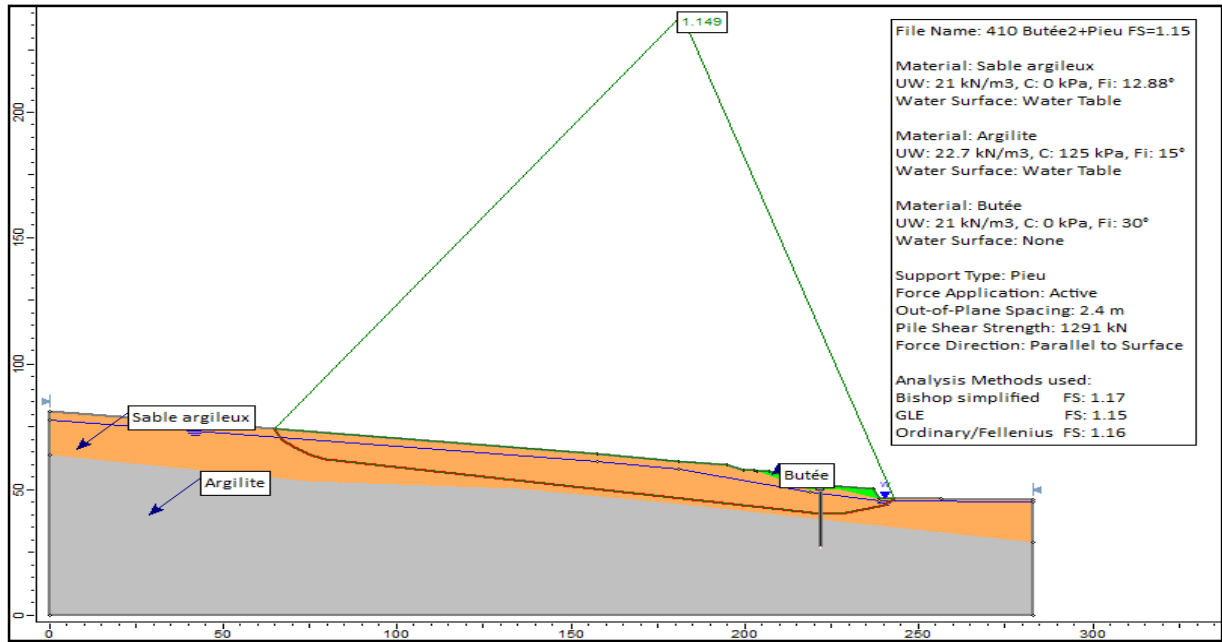


Figure 3.37 FS Butée (B2) + Pieux (P) au PK 410+940

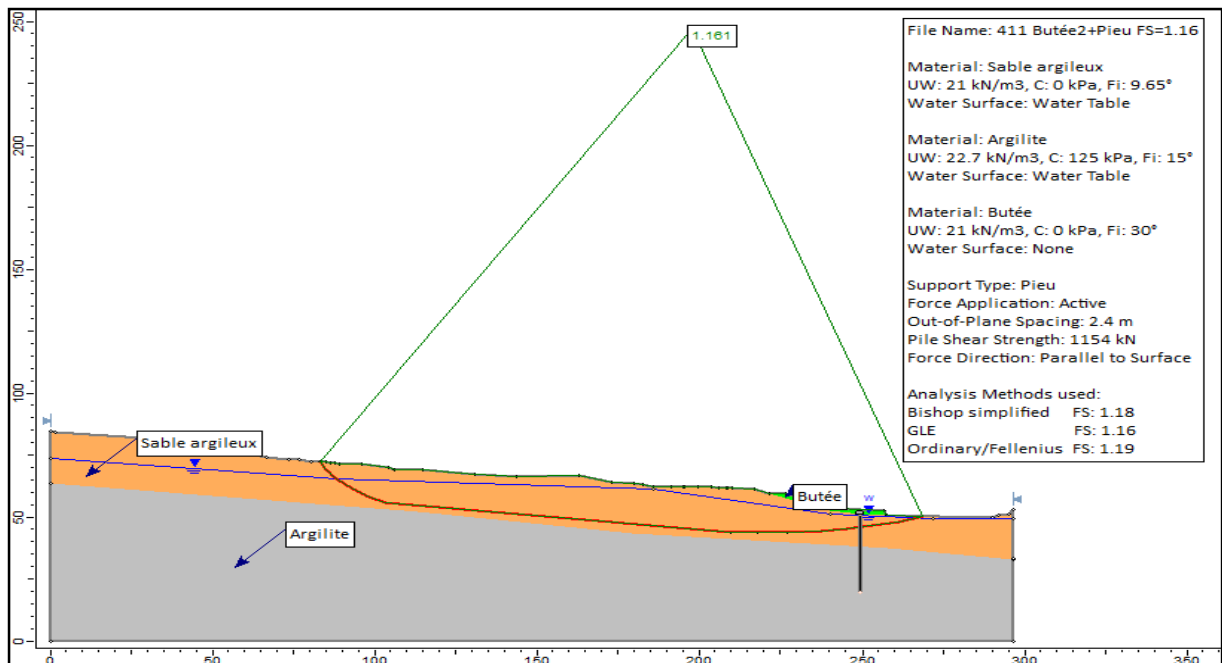


Figure 3.38 FS Butée (B2) + Pieux (P) au PK 410+940

Interprétation des résultats : les résultats de cette analyse, montre que la stabilité provisoire de talus est assuré d'où FS =1.15 et 1.16 > 1,1 (le minimum garantis) respectivement pour les PK 410 et 411, néanmoins, on doit procéder au reprofilage du talus glissé pour obtenir un FS ≥ 1.2.

2-4- Reprofilage par un matériau rocheux 0/600 (B2+P+R)

Le reprofilage des talus glissés, on utilisant un matériau rocheux de granulométrie 0-600 (mm) le long de la zone de glissement est leurs FS correspondant sont présentés dans les figures 3.39 et 3.40.

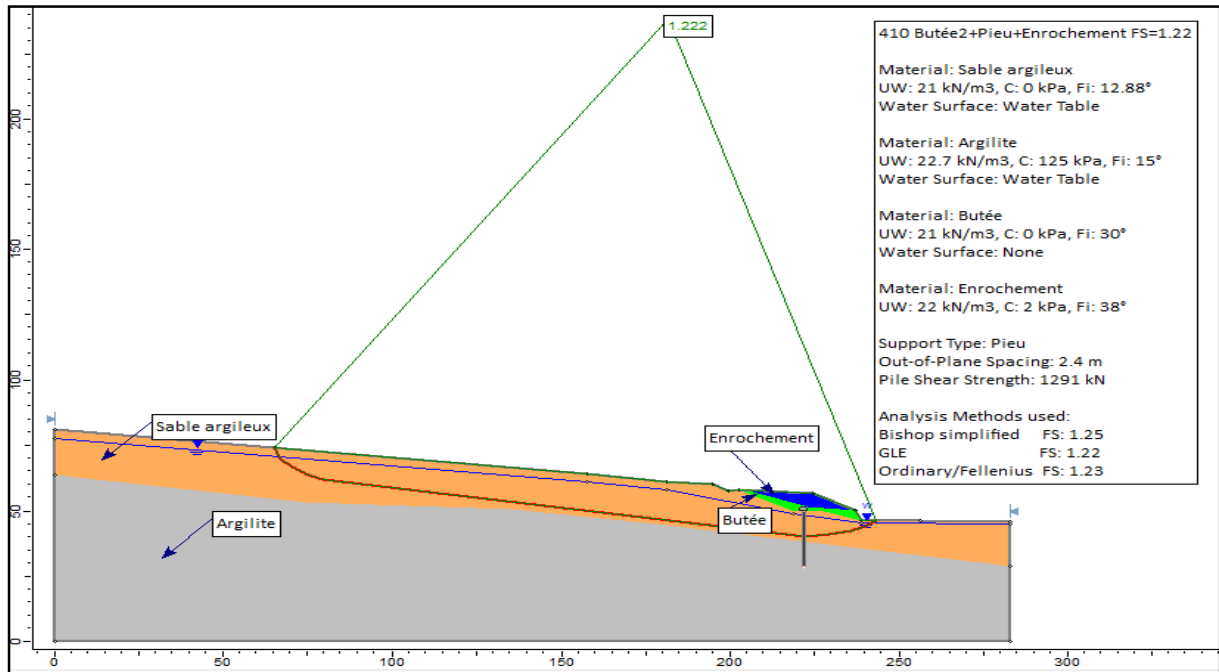


Figure 3.39 FS Reprofilage par enrochement au PK 410+940

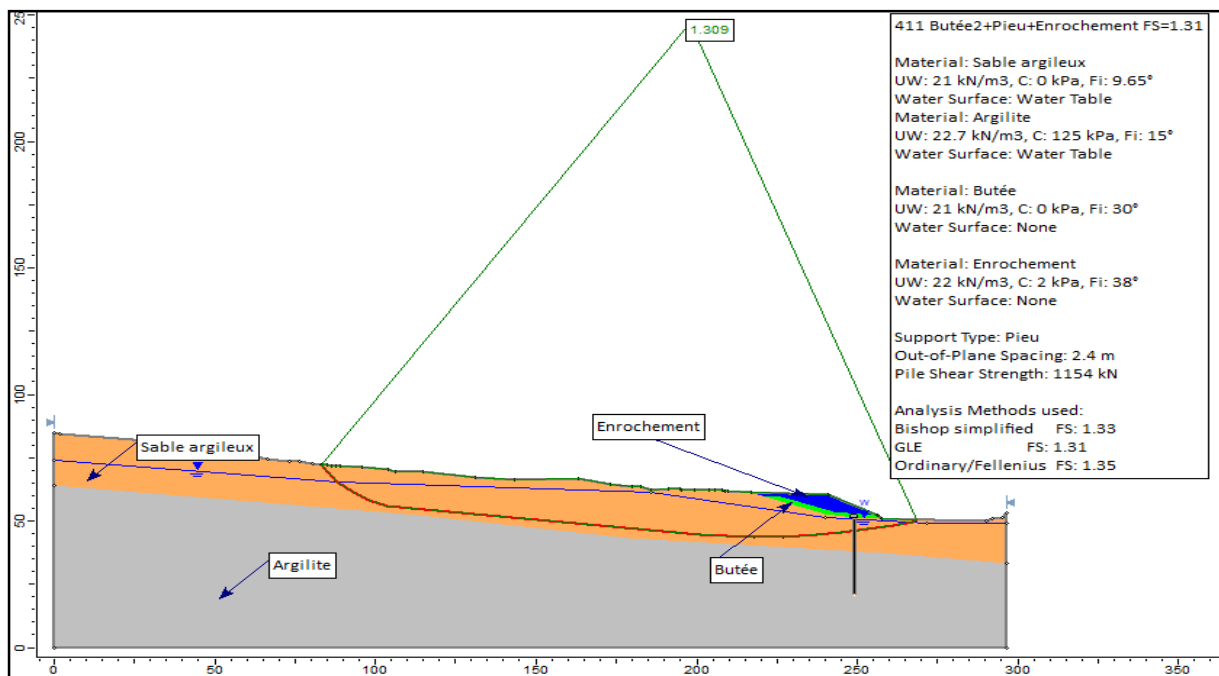


Figure 3.40 FS Reprofilage par enrochement au PK 411+080

Interprétation des résultats: on a obtenus des FS acceptables égales 1.22 et 1.31 qui sont supérieur à 1.2 pour les glissements PK 410 et 411, donc on peut entamer le rehaussement de la ligne rouge pour finaliser le confortement.

2-5- Rehaussement de la ligne rouge (B2+P+R+Reh)

Le rehaussement est réalisé avec un matériau de qualité afin de satisfaire les exigences en vigueur (CCTP pour le remblai et la Partie Supérieure de Terrassement). Voir figures 3.41 et 3.42.

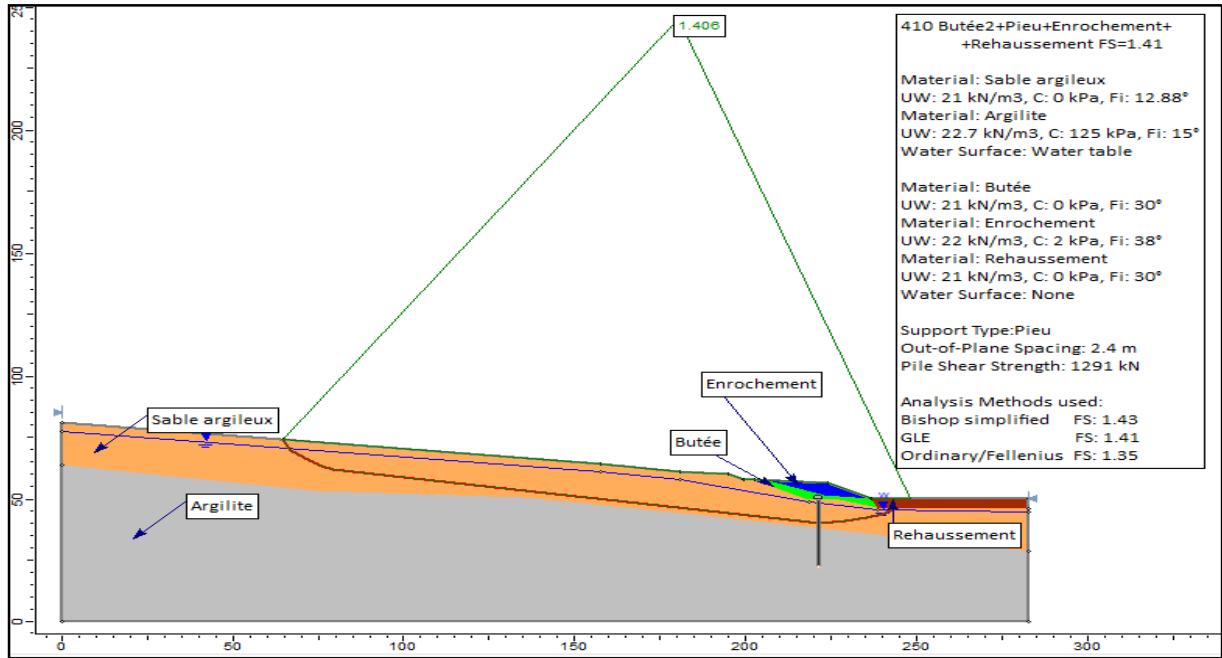


Figure 3.41 FS Après rehaussement au PK 410+940

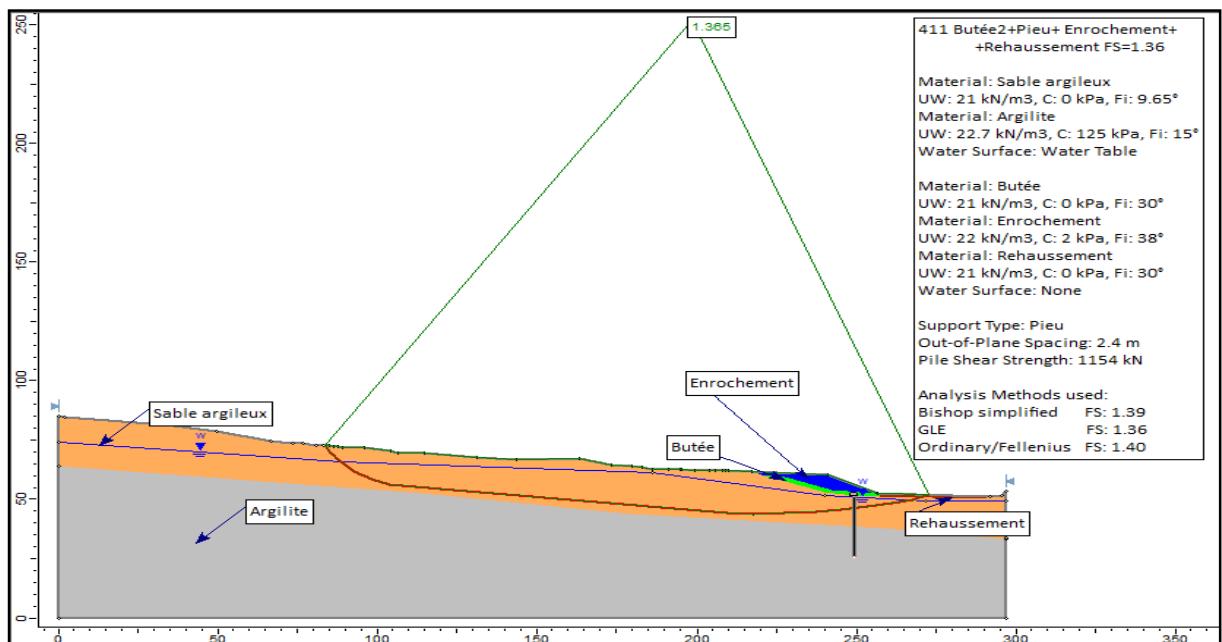


Figure 3.42 FS Après rehaussement au PK 411+080

Interprétation des résultats : la modélisation de talus actuel a montré que ce dernier est en état stable vue que les coefficients de sécurité obtenus pour l'étape finale du confortement, dont FS = 1.41 et 1.36 > 1.25 pour les deux glissements 410 et 411. Par conséquent cet état de stabilité de talus nécessite un dispositif de drainage pour réduire l'action de l'eau (réduire la pression interstitielle le long de la surface de glissement et augmenter la résistance de cisaillement de terrain).

2-6- Drainage

Afin de garantir les objectifs ci-dessus, des mesures préventives de drainage doivent être faites par l'implantation du système suivant :

- Fossé de crête pour intercepter les eaux de surface au dessus du talus.
- Drain sous le rehaussement pour abaisser et évacuer les eaux des infiltrations.

La figure 3.43 illustre le système de drainage utilisé.

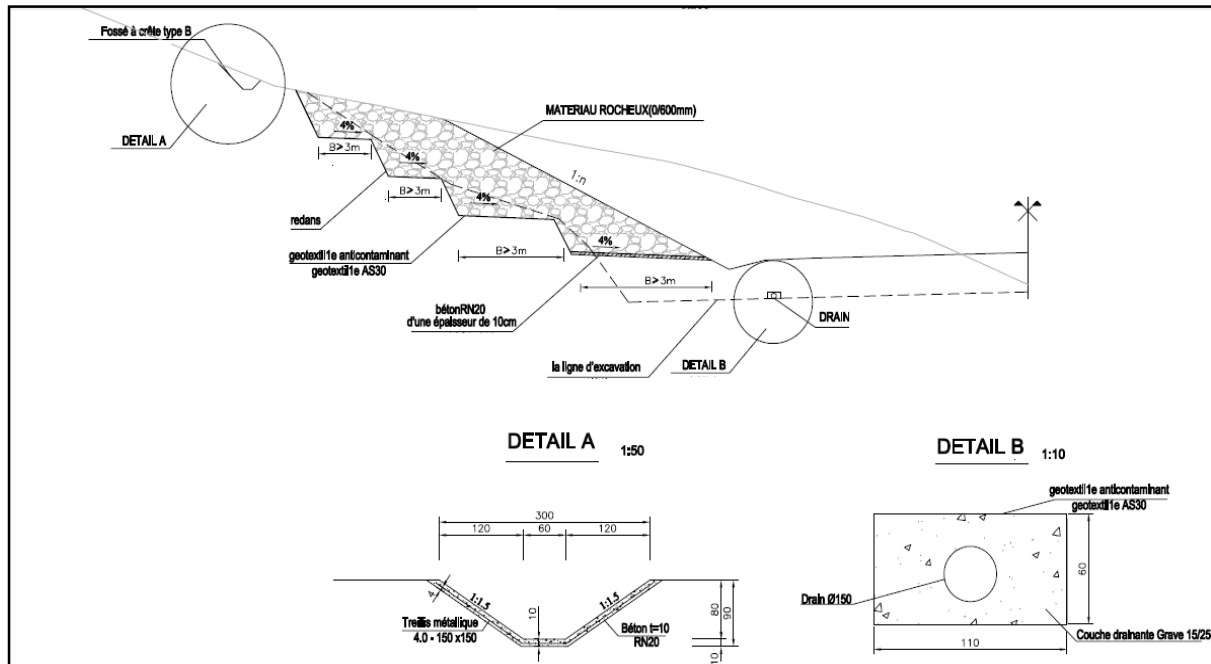


Figure 3.43 Système de drainage utilisé

3-ANALYSE DE LA STABILITE APRES REHAUSSEMENT

L'analyse de la stabilité a été effectuée en tenant compte non seulement l'effet stabilisateur du rehaussement, mais aussi l'effet des efforts de réaction des pieux avec en particulier une résistance au cisaillement de 1291 kN. Le coefficient de sécurité relatif à ce calcul est $FS=1,41$ au droit du profile le plus défavorable PK 410 (Figure 3.41), ce qui correspond à un gain de sécurité de 41 %.

D'autre part une analyse de stabilité est reprise avec SLIDE afin de vérifier qu'il n'y a pas un risque d'apparition d'une nouvelle surface de glissement après la mise en place du rehaussement. L'analyse a été effectuée avec les données initiales suivantes :

Tableau 3.21 Paramètres des couches de sol initial

Paramètres	Sable argileux	Argilite	Butée	Enrochement	Rehaussement
γ (kN/m ³)	21.6	22.7	21	22	21
ϕ (°)	18	16	30	38	30
c (kN/m ²)	19.3	125	5	2	5

Cette analyse a permis de trouver la valeur minimale du FS qui est 1.72 et de repérer la surface de rupture la plus probable relative à cette valeur. (Voir figure 3.44). Sachant que la surface circulaire glissée est négligeable par rapport à la surface non circulaire initiale ($98.42\text{m}^2 \ll 2084.56\text{m}^2$ qui représente un pourcentage de 5%).

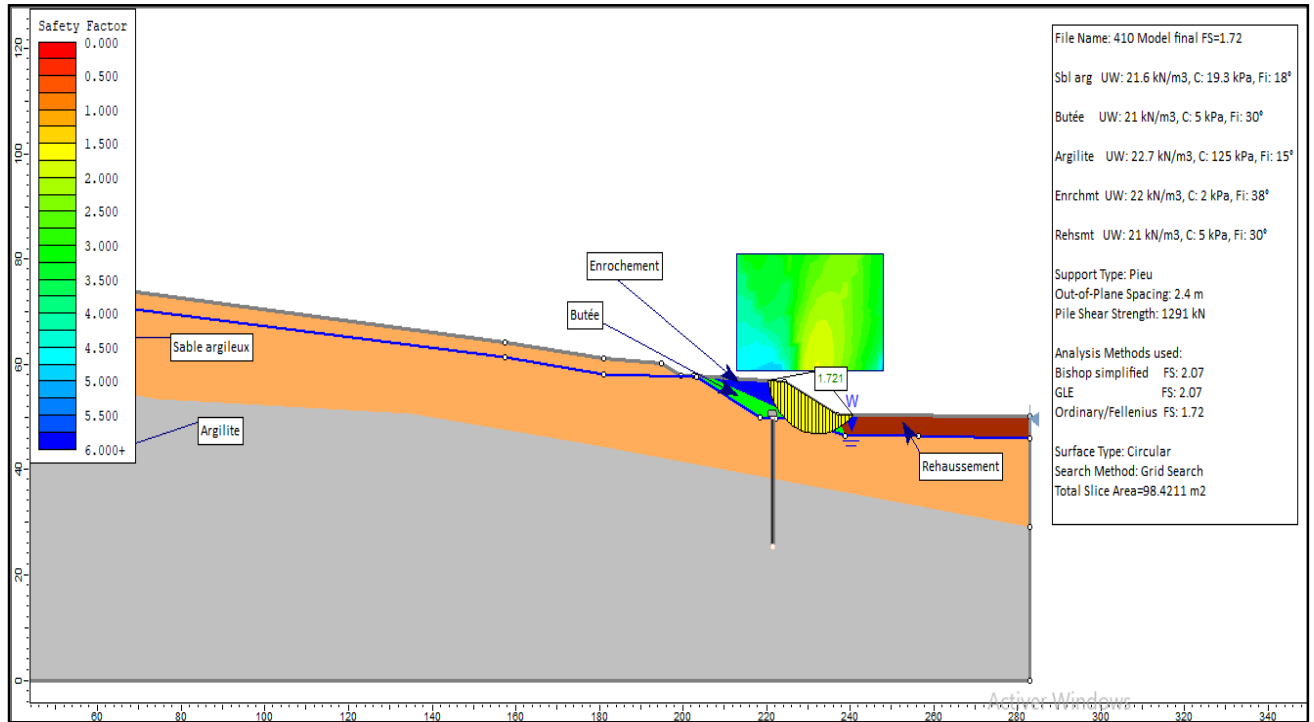


Figure 3.44 FS minimale et surface de rupture la plus probable

Interprétation des résultats

On peut constater que FS=1.72 est proche des valeurs limites qui nécessite un ajustement dans la géométrie du model afin d'augmenter la résistance.

Pour des raisons économiques, Il est préférable de modifier la pente du reprofilage, car il est réalisé avec un enrochement 0/600, celui-ci est considéré couteux par rapport aux autres matériaux utilisés dans le remblai.

Après modification de la hauteur d'enrochement le nouveau FS est 2.49 représenté dans la figure 3.45.

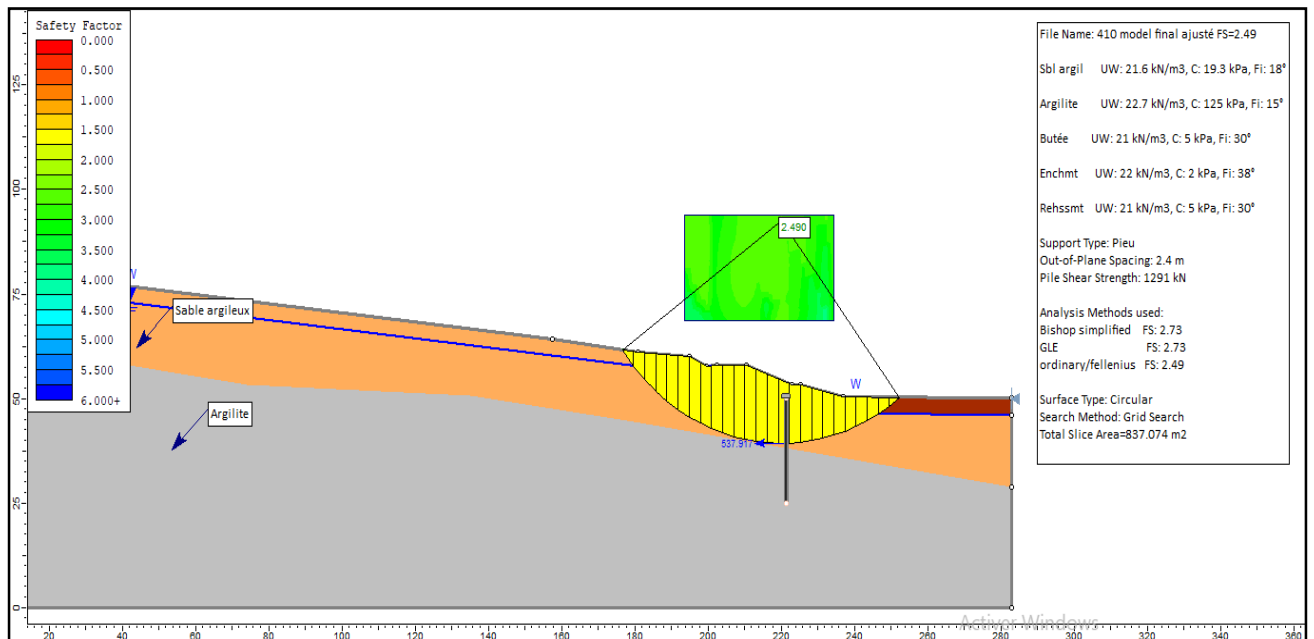


Figure 3.45 FS minimale et surface de rupture la plus probable après ajustement

4-CONCLUSION

A la suite de l'étude effectuée suivant la procédure de conception expliquée ci-dessus, on a été amenés à opter pour une solution de confortement qui consiste à mettre en œuvre un rehaussement de la ligne rouge précédé par une butée qui s'appuie sur une ligne des pieux, et la mise en place d'encrochement afin de couvrir le talus glissé.

Cette analyse a permis de rechercher les valeurs des coefficients de sécurité suffisant pour assurer la stabilité.

L'étude comparative a montré que la méthode de BISHOP fournit une différence de 1 à 5 % en plus entre les coefficients de sécurité par rapport à la méthode de FELLENIUS. Par contre dans la méthode de GLE le facteur de sécurité se situe dans l'intermédiaire (Tableau 3.22).

Dans le calcul de stabilité, les écarts de calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données (la géométrie, propriétés du sol et le niveau des eaux souterraines), n'excèdent pas de plus de 10% pour les méthodes qu'on a utilisées dans cette étude (FELLENIUS, BISHOP, et GLE).

Tableau 3.22 Récapitulatif des valeurs de FS

Code de calcul	TALREN		SLIDE (Mémoire)					
	Perturbation		FELLINIUS		GLE		BISHOP	
Ligne de glissement N°	1	2	1	2	1	2	1	2
Etape 1-Butée 1(B1)	1,12	1,09	1,13	1,11	1,18	1,09	1,20	1,10
Etape 2-B1+Pieux (P)	1,2	1,18	1,24	1,22	1,29	1,19	1,31	1,21
Etape 3-Butée(B2) +P	1,09	1,15	1,16	1,19	1,15	1,16	1,17	1,18
Etape 4-Reprofilage	1,16	1,29	1,23	1,35	1,22	1,31	1,25	1,33
Etape 5-Rehaussement	1,33	1,35	1,35	1,40	1,41	1,36	1,43	1,39
Vérification finale	-	-	2.49	-	2.73	-	2.73	-

Chapitre 4 : Etude probabiliste

1-INTRODUCTION

Les approches de conception basées sur la fiabilité sont de plus en plus courantes dans le génie civil. En outre, une approche basée sur la fiabilité a été adoptée par la Communauté européenne dans les nouvelles normes Eurocode (désignées sous les noms de Load and Resistance Factor Design (LRFD) aux États-Unis et de Limit State Design (LSD) en Europe).

L'objectif d'une approche de conception basée sur la fiabilité est d'assurer une performance satisfaisante du système dans les limites de l'économie. La plupart des conceptions sont développées sans le bénéfice d'informations complètes et dans des conditions d'incertitude. En raison de ces incertitudes, il existe toujours une chance ou un risque d'échec. Toutes les approches de conception équilibrent implicitement les coûts et les avantages une approche basée sur la fiabilité tente d'atteindre cet équilibre d'une manière plus systématique et rationnelle [10].



2-APPROCHES GEOTECHNIQUES

2-1-Méthodes déterministes

Est une méthode indirecte, basée sur les analyses de stabilité de pente. Elle vise la détermination d'un indice de stabilité désignant la propension d'une pente à la rupture. Cet indice de stabilité est le facteur de sécurité FS, employé dans de nombreux modèles géotechniques. Un calcul précis de FS nécessite des données géométriques définissant le profil du terrain en surface et sa structure en profondeur, des données suffisantes sur les paramètres mécaniques de résistance (C et ϕ de pic et résiduel) et des informations sur les données piézométriques (nappe profonde, nappe du versant et pression interstitielle). L'avantage de cette méthode est de pouvoir calculer de nombreux FS, tout en ne perdant pas de vue la simplification des modèles utilisés par rapport au terrain naturel. **L'inconvénient majeur reste le grand nombre de données nécessaires, souvent difficiles à obtenir.**

Ce type de méthode est souvent employé pour des glissements plans de grande extension avec une surface topographique relativement uniforme (Haefeli, 1948; Skempton et Delory, 1957, dans Brundsen, 1999) [11].

2-2-Méthodes probabilistes

Si on travaille directement à partir de la variabilité des données de départ, on met alors en œuvre des méthodes probabilistes. Les valeurs des paramètres mécaniques participant à la stabilité de la pente sont par nature variables dans le temps. Différents facteurs (fortes pluies, ruissellements, écoulements souterrains et de sub-surface, séismes, altérations en profondeur par les fractures et fissures naturelles) les diminuent progressivement et de manière irréversible. De même, les variations de la nappe et de la répartition des pressions interstitielles peuvent être prises en compte dans des modèles évolués. En sélectionnant une plage de variation vraisemblable par paramètre d'entrée, on se rapproche de la réalité complexe du terrain qui peut paraître trop abstraite avec une méthode déterministe utilisant des paramètres figés dans le temps. D'un autre côté, la représentativité des mesures mécaniques n'est pas parfaitement assurée du fait du nombre forcément limité de ces mesures et essais en laboratoire.

Concrètement, au niveau du phénomène lui-même, deux raisons justifient l'emploi d'une méthode probabiliste pour l'étude de l'aléa (CFG, 2000):

- La variabilité temporelle des facteurs déclenchant (pluies, fontes des neiges, séismes impossibles à déterminer de façon déterministe) et
- La méconnaissance systématique des facteurs permanents conditionnant le type de rupture.

C'est donc ces notions de variabilité permanente des données géotechniques qui ont mené au développement des méthodes probabilistes. Elles consistent en la détermination d'une probabilité de rupture de la pente étudiée suivant une ou plusieurs surfaces de rupture préalablement observées ou déterminées (Figure 4.1).

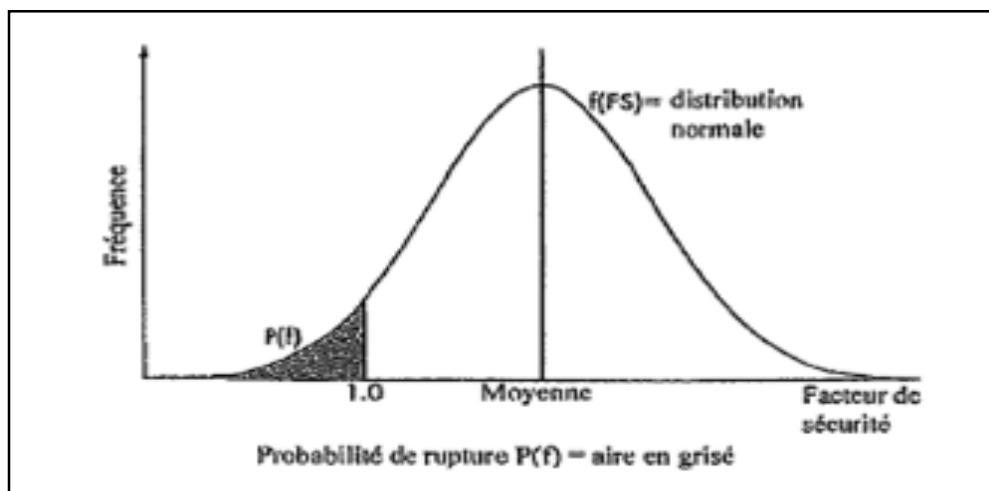


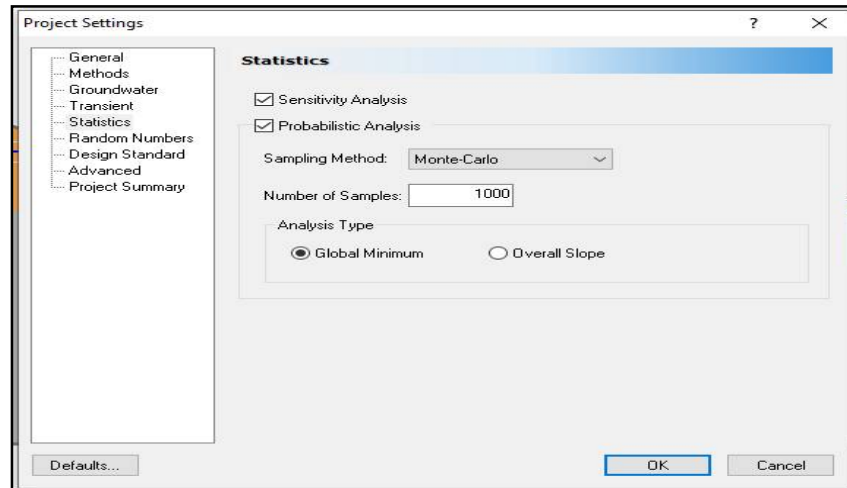
Figure 4.1 Probabilité de rupture pour un glissement suivant une distribution normale

La première étape consiste à choisir quelle distribution de probabilité est la plus appropriée pour l'étude (Hansen, 1984). La rupture est considérée comme ayant eu lieu lorsque le facteur de sécurité F est inférieur à 1, c'est-à-dire lorsque les forces motrices surpassent les forces résistantes.

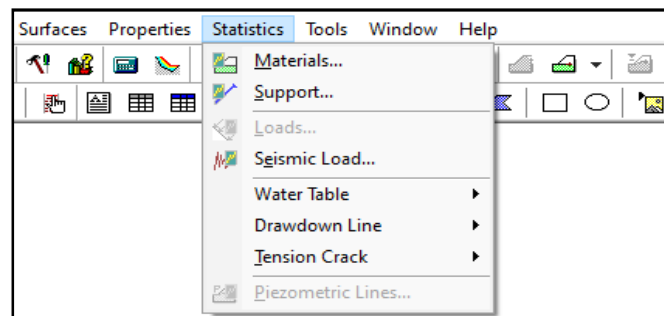
L'incertitude sur la mesure de la probabilité de F doit être la plus faible possible pour obtenir un résultat fiable. Pour plus de précision, le facteur de sécurité seul n'est pas suffisant pour quantifier une probabilité de rupture et doit être secondé, par exemple, d'un indice de fiabilité (Leroueil et Locat, 1996).

3- APPLICATION NUMERIQUE

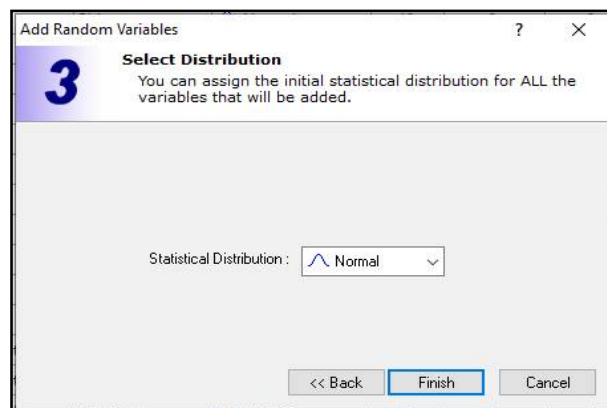
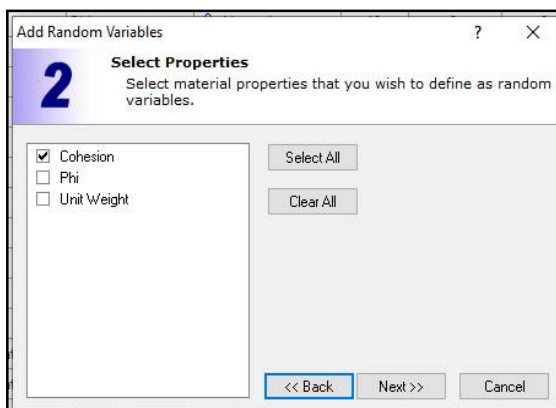
- 1- On choisi FS = 1.41 qui représente le FS du confortement adopté
- 2- On cherche la probabilité de défaillance pour que $FS \leq 1.41$ $P[X \leq 1.41]$
- 3- On définit la méthode de Monte-Carlo : ANALYSIS → PROJECT SETTING → STATISTICS



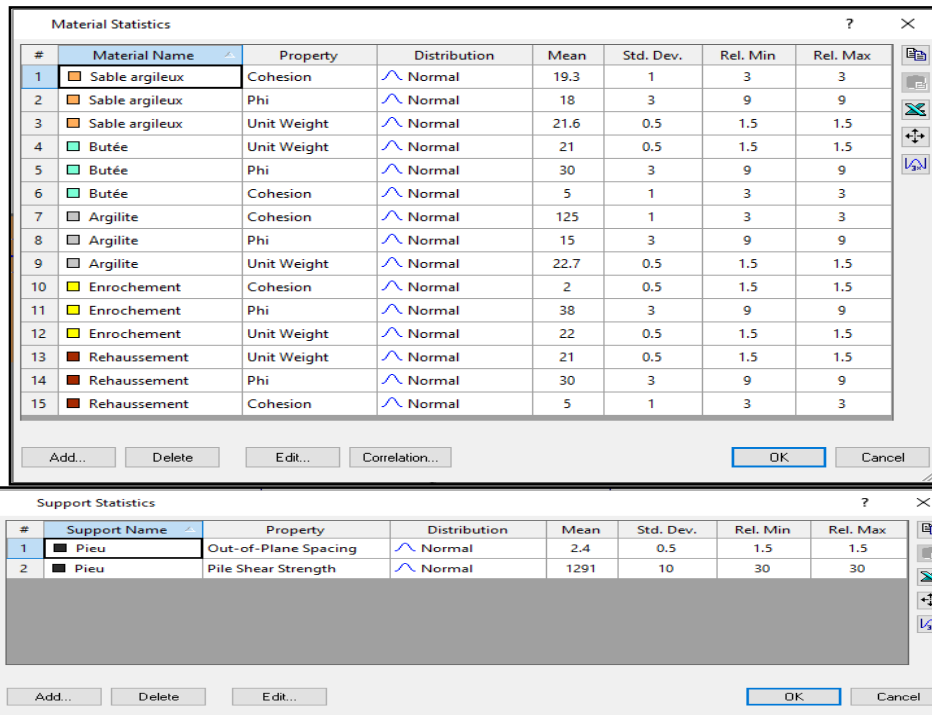
- 4- On sélectionne STATISTICS, et on définit les paramètres à étudier : MATERIALS, SUPPORT(Pieux) et WATER TABLE (Niveau Max et Min des eaux souterraines).



- 5- On sélectionne les propriétés et la loi normale comme type qui suit la distribution



6- Pour manque des données sur les essais, on introduit les valeurs de la moyenne et de l'écart type pour chaque type de sol comme montré dans le tableau suivant :



7- On lance le calcul et on obtient FS suivant :

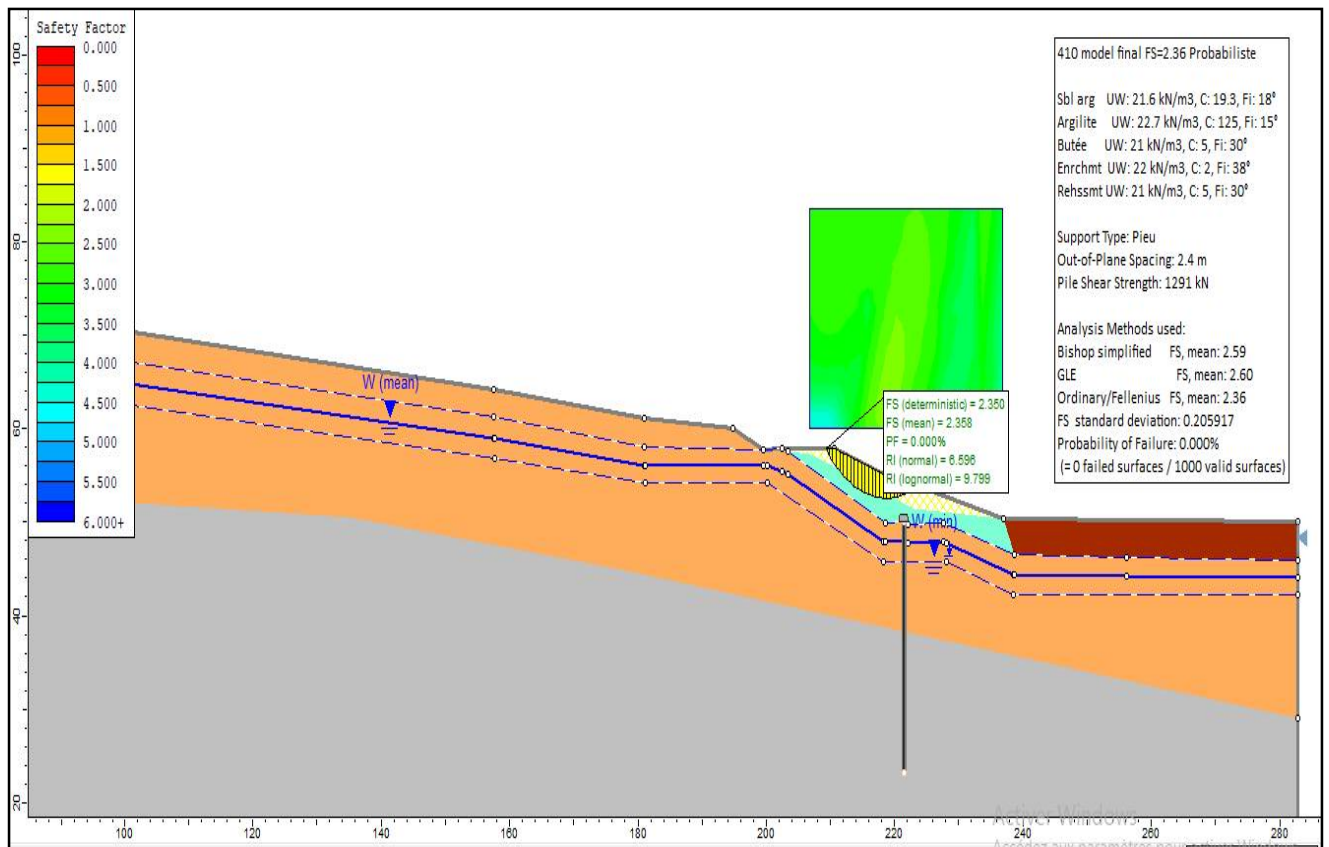


Figure 4.2 FS d'une étude probabiliste

La probabilité pour que $FS \leq 1.41$ est nul, représentée par l'histogramme ci-dessous. Donc le confortement adopté est en sécurité totale.

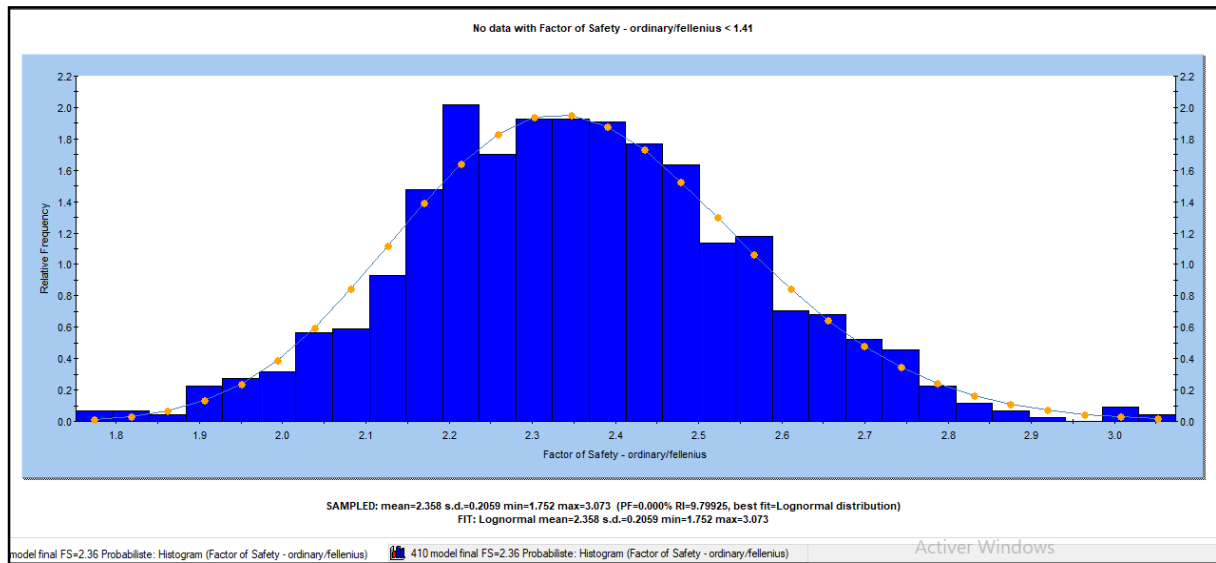


Figure 4.3 Histogramme de la probabilité pour que $FS < 1.41$

4- CONCLUSIONS

-Un facteur de sécurité ne fournit pas d'informations sur le niveau de sécurité dans la conception. Le même facteur de sécurité peut produire deux conceptions qui ont des fiabilités différentes. Une approche basée sur la fiabilité nous permet de quantifier la fiabilité, et des facteurs de charge et de résistance sont développés pour atteindre des niveaux de fiabilité constants entre les différentes conceptions.

-Les facteurs de sécurité sont basés sur l'expérience avec des conceptions similaires. Et si nous n'avons pas d'expérience (par exemple, un nouveau matériau de construction ou un nouvel environnement), une approche basée sur la fiabilité offre la possibilité de développer de nouvelles conceptions qui atteignent une fiabilité spécifiée.

-Un facteur de sécurité n'ayant pas de réelle signification en termes de fiabilité, il est difficile de sélectionner un facteur de sécurité optimal. En quantifiant la fiabilité, nous pouvons effectuer des analyses coûts-avantages pour équilibrer les coûts de construction par rapport au risque de défaillance [10].

CONCLUSION GENERAL E

Le phénomène d'instabilité de pente d'un terrain est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interfèrent, notamment à l'incertitude sur les paramètres géotechniques. L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations concernant le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire, qui ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement en tous point du massif en état de glissement, c'est pour cela, la nécessité de développer une méthode d'analyse inverse permettant d'identifier l'ensemble des paramètres constitutifs d'un sol .

Ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de rupture potentielle afin de connaître ses dimensions, en particulier sa profondeur sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi qu'une modélisation numérique par le logiciel Slide utilisant les méthodes d'équilibre limite (BISHOP, FILLINIUS, et GLE) des variantes afin d'adopter une solution la plus adéquate pour choisir un confortement efficace d'un cas de glissement réel au PK 410 de l'Autoroute Est-Ouest de la wilaya d'Eltarf.

A l'issue de cette étude, la solution adoptée, pour résoudre ce problème est le rehaussement de la ligne rouge, où on a envisagé une butée en premier lieu avec un coefficient de sécurité égal à 1.18 et 1.09 (lignes de glissement 410 et 411 respectivement), ensuite la mise en place d'un rideau des pieux anti glissement en aval du talus dans ce cas le coefficient de sécurité a augmenté pour atteindre des valeurs de 1.15 à 1.16. Dans la trajectoire de mettre en évidence un coefficient de sécurité qui dépasse 1.25 on a orienté notre étude sur un rehaussement de 4 m de la ligne rouge qui a permis d'obtenir des résultats des valeurs de facteur de sécurité égal à 1.41 et 1.36.

Enfin, on pourra dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

A la fin on espère que ce travail aidera les futurs étudiants à comprendre les différentes techniques utilisées pour déterminer la solution adéquate lors d'un glissement de terrain qui convient et satisfait les conditions environnementales, techniques, économiques et le bon roulement du chantier.

COMME RECOMMANDATION

- La mise en œuvre d'un modèle en trois dimensions pour étudier le phénomène du glissement dans toute sa complexité et de se rapprocher au mieux de la réalité ; de mieux maîtriser le système de confortement proposé.
- Déterminer les paramètres de résistance du sol, angle de frottement et cohésion à partir des essais au laboratoire.
- Dans la présente étude, uniquement la loi de comportement Mohr Coulomb a été utilisée. Il est recommandé dans une étude plus étendue de prendre en considération des autres lois de comportement à savoir Hardening Soil Model, Soft Soil Model.
- Des surveillances périodiques des déformations par mesures inclinométriques afin de suivre leurs évolutions.
- L'utilisation du radar à pénétration de sol (RPS) (en anglais GPR pour Ground Penetrating Radar) afin de détecter les anomalies dans le sol (glissements, nappes hétérogénéités).

ANNEXE :

ANNEXE N° 1 : LES INCLINOMETRES

1-DEFINITION

Pour les besoins du présent document, les définitions suivantes s'appliquent [12]:

- Inclinomètre : appareillage utilisé pour déterminer l'inclinaison verticale d'un tube.
- Sonde : elle donne l'inclinaison en joignant les points avec son guide.
- Tube : il est solidaire d'une structure dans lequel se déplace la sonde inclinométrique.
- Pas de mesure : distance de mesure séparant deux positions successives de mesure.
- Longueur de la sonde : la distance séparant les axes haut et bas du système (Figure 1).

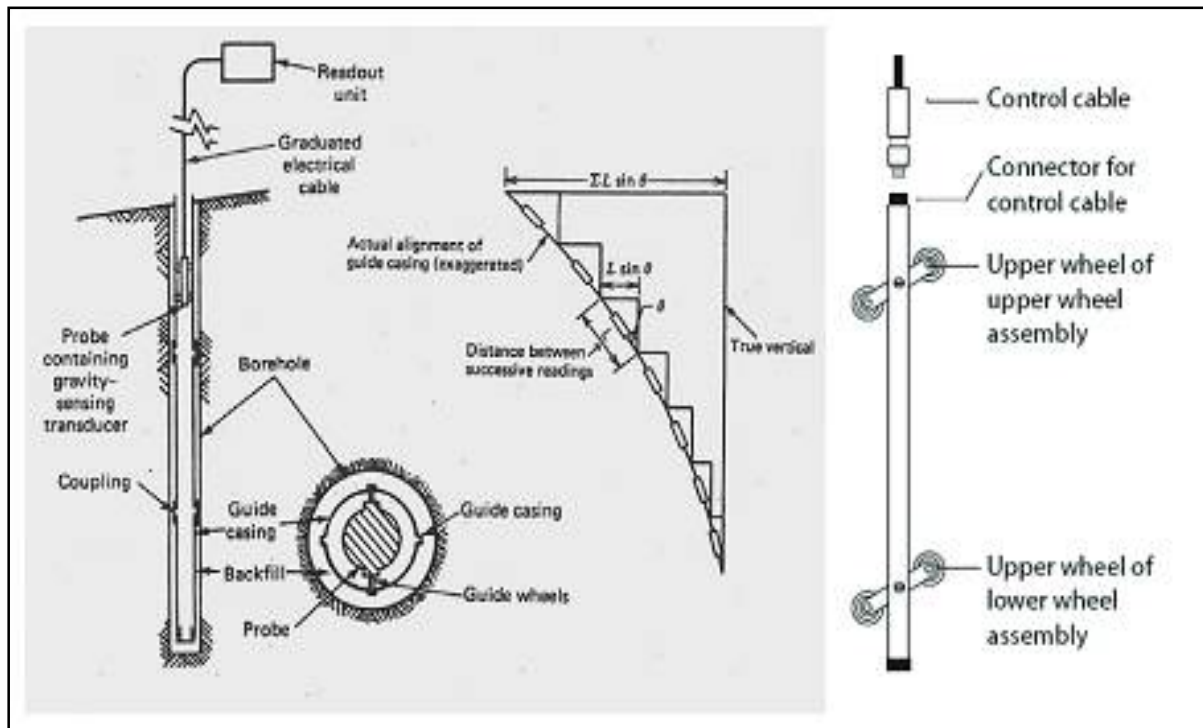


Figure 1 Appareillage de l'inclinomètre [13]

2-PRINCIPE DE LA MESURE

Il s'agit de mesurer l'évolution de la verticalité du tube inclinométrique (figure 2) par rapport à une mesure de référence et selon un pas de temps, de préférence régulier. Ce tube présente à cet effet des rainures formant deux plans perpendiculaires permettant le passage de la sonde. Comme imposée par la norme, la mesure de l'angle du tube avec la verticale est réalisée à la remontée par pas de 50 cm et deux fois par plan [14].

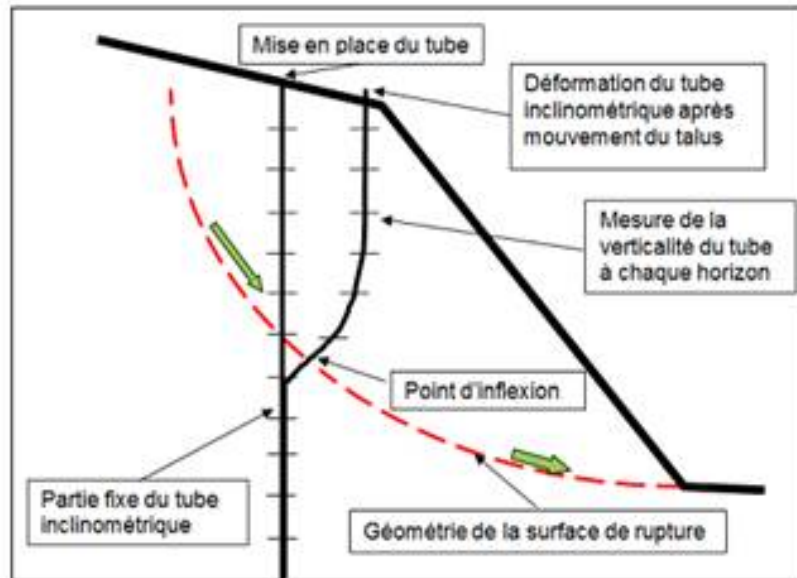


Figure 2 Schéma de principe de la mesure inclinométrique

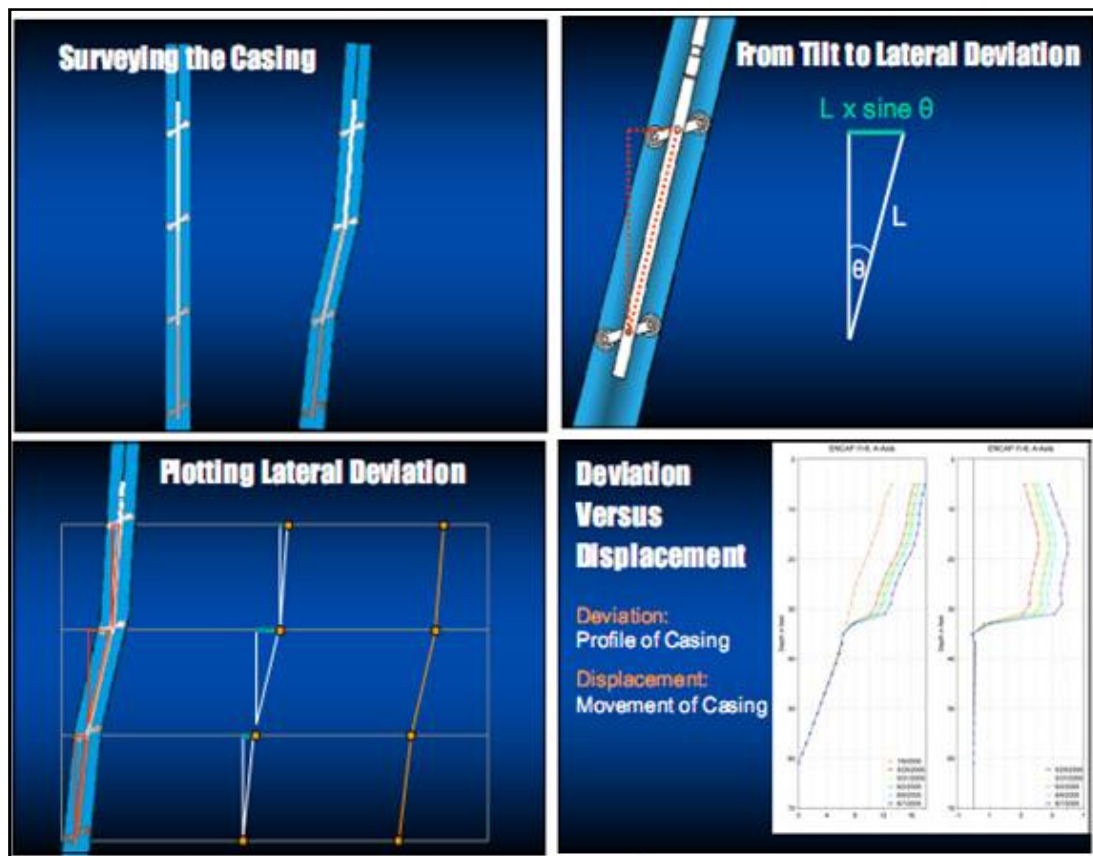


Figure 3 Réalisation de la mesure inclinométrique

3-INTERPRETATION DES COURBES

L'interprétation des mesures est régie par des paramètres (profondeur d'ancrage du tube, niveau de rupture, calcul de l'activité) permettant d'obtenir, à partir des mesures d'angles, les niveaux de ruptures, les déplacements du tube (déformée) et l'activité du site.

Les courbes sont souvent typiques d'une surface de rupture (figure 4) : pic angulaire et déformation en forme de baïonnette [14].

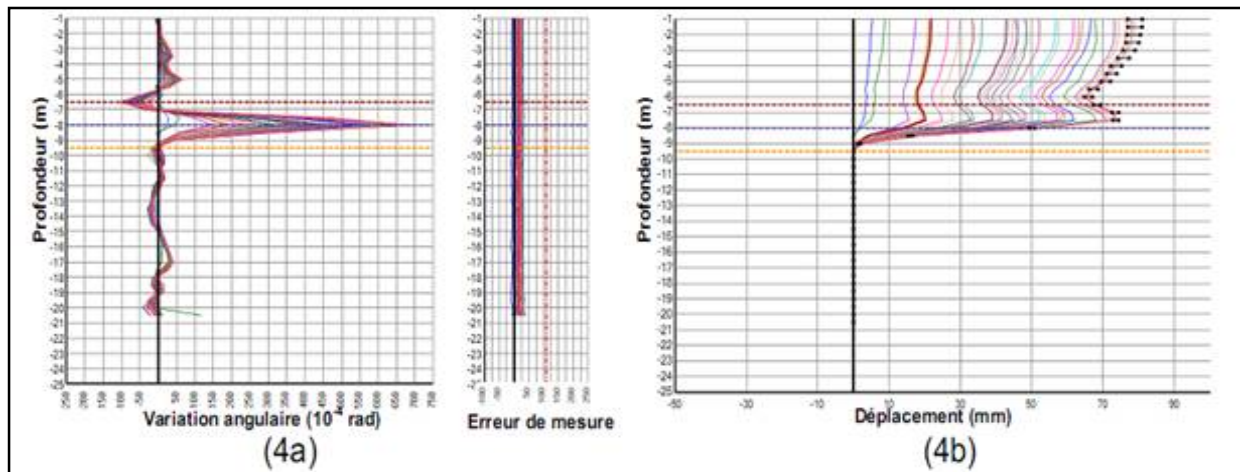


Figure 4 Courbes typiques d'une surface de rupture avec a) Variation angulaire et b) Déplacement

4- AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE L'INCLINOMETRIE

- *Avantages* : La mesure inclinométrique permet d'observer les variations de déplacements en profondeur et de localiser ainsi les plans de glissements.
- Les déplacements peuvent être enregistrés en continu.

- *Inconvénients* : Pour chaque mesure inclinométrique, un forage doit être réalisé au préalable. C'est donc une méthode lourde et coûteuse.

- Les données fournies par une sonde inclinométrique ne sont pas représentatives du glissement en entier; pour une reconnaissance complète du site, il faut multiplier les forages [15].

5-CONCLUSION

Comme tout suivi inclinométriques doivent donc être réalisées dans les règles de l'art par des personnes formées. Elles doivent être interprétées rapidement après réalisation et croisées avec les autres indices d'évolution du site afin d'évaluer correctement son activité. Cette interprétation nécessite également une compétence géotechnique et un recul par rapport aux données fournies, compte tenu des différentes sources d'incertitudes que la mesure comporte.

En effet, une mauvaise interprétation peut aboutir à une mauvaise estimation de l'évolution du site ou à la réalisation d'un confortement inadapté.

ANNEXE N° 2 : CLASSIFICATION R34 DU MATERIAU DE LA BUTEE DANS LE GTR [16].

CONDITIONS D'UTILISATION DES MATERIAUX EN REMBLAI					
R₃₄ (états th, h et m)					
Sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H	
R ₃₄ th	Marnes rocheuses ou roches argileuses, évolutives, dont la mise en remblai comporte un risque qu'il convient d'apprécier avant chaque chantier. Les conditions d'utilisation proposées doivent être accompagnées d'une réflexion approfondie sur les méthodes d'extraction les plus appropriées en particulier en vue de la fragmentation, et sur la conception globale des remblais (couches drainantes, stabilisation des talus, "impermeabilisation"...). Ces matériaux présentent d'autant moins de risque d'évolution qu'ils sont mieux fractionnés (viser un matériau de granularité continue ou riche en fines), bien compactés et humides à la mise en œuvre. Une étude spécifique préalable de ces roches est souvent nécessaire pour définir la conception du remblai, la granularité à obtenir et les moyens nécessaires correspondants, et le mode de compactage.	Matériaux normalement inutilisables en l'état		NON	
R ₃₄ h		+	pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		-	ni pluie, ni évaporation importante	Solution 1 : traitement T : traitement à la chaux seule C : compactage moyen	0 0 0 2 0 2 0
				Solution 2 : fragmentation G : fragmentation complémentaire après extraction R : couches moyennes C : compactage moyen H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0 3 0 0 2 2 1
		-	évaporation importante	Solution 1 : extraction en couches, fragmentation et aération E : extraction en couches G : fragmentation complémentaire après extraction W : aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	1 3 1 0 1 2 2
				Solution 2 : traitement T : traitement à la chaux seule C : compactage moyen	0 0 0 2 0 2 0
R ₃₄ m		++	pluie forte ou moyenne	situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		+	pluie faible	G : fragmentation complémentaire après extraction R : couches moyennes C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 3 0 0 2 2 2
		-	ni pluie, ni évaporation importante	G : fragmentation complémentaire après extraction R : couches moyennes C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 3 0 0 2 1 2
		-	évaporation importante	Solution 1 : arrosage et fragmentation G : fragmentation complémentaire après extraction W : arrosage pour maintien de l'état R : couches minces C : compactage intense H : hauteur des remblais moyenne	0 3 3 0 1 1 2
			Solution 2 : fragmentation G : fragmentation complémentaire après extraction R : couches moyennes C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 3 0 0 2 1 2	

Références bibliographiques

- [1]. T.W. Predictions in soils engineering, Géotechnique- N°23, 1973
- [2]. Analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques Levasseur, S. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2007.)
- [3]. Guide technique(LCPC)/ stabilisation des glissements de terrain-Février 1998.
- [4]. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture- R.M. FAURE-2000.
- [5]. Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes (Reiffsteck Ph.LCPC div. MSRGI sec.CSOG)
- [6].Slide (4.0)-Geomechanics software solutions used worldwide by geotechnical engineers.
- [7]. R. Zentar, Hicher P.Y., and G. Moulin. Identification of soil parameters by inverse analysis. Computer and Geotechnics, Vol. 28, pp. 129–144, 2001.
- [8].Slide 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes-User's Guide-2002.
- [9].Fascicule 62 titreV (Fondation profonde).
- [10].Cours Géostatistique (Formulation de la fiabilité)-Pr. B. Sbartai-Master 2-2021
- [11]. Analyse du risque mouvements de terrain (L. Stieltjes)-BRGM/RP. 53005. FR février 2004
- [12]. Norme française AFNOR NF P 94-156 (mesures à l'inclinomètre)-Octobre 1995
- [13]. Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects- Octobre 2008.
- [14]. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur (instrumentation inclinométrique – nancy 2016).
- [15]. Analyse de l'activité de glissement de terrain (Daniel Oswald) Volume 8-Multiprint SA, Fribourg, 2003
- [16]. Guide technique (SETRA/LCPC) /Réalisation des remblais et des couches de forme- Fascicule 1-Juillet 2000.

Thèses relative à ce mémoire

- [17]. thèse Doctorat /Analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus (Université Badji-Mokhtar Annaba-2012).
- [18]. Thèses Master/Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la CW 02 W. Boumerdes (Ecole nationale supérieure d'hydraulique ARBAOUI ABDELLAH-2015).
- [19]. Thèses Master/Etudes géotechnique de glissements de terrain à Mascara (Université Djillali Bounaama Khemis Miliana-2018).
- [20]. Thèses Master/Etude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes (Université Mohamed Boudiaf M'sila 2015-2016).
- [21]. Thèses Master/Analyse et confortement d'un glissement de talus (Université de Tlemcen 2018-2019).
- [22]. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Bejaia (Université Abderrahmane MIRA Bejaia 2013-2014).