

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

N° :.../2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

Thème

**Etude et traitement du Glissement de Terrain
sur le CW 137 au PK 41+000**

Présenté Par : BOUHCHICHA Djamel

Encadré Par : BOURAOUI Ichem

DOUDOU Layla

Date de soutenance : .../...../.....

Jury de Soutenance

Président : BENMESSAOUD Sabah

Maitre Conférence B

Univ. MSB Jijel

Encadreur : BOURAOUI Ichem

Maitre-assistant A

Univ. MSB Jijel

Examineur : DERBANE Said

Maitre-assistant A

Univ. MSB Jijel

Promotion : 2021 /2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné le courage, la force et l'endurance pour pouvoir achever ce travail.

*Nous tenons à remercier notre encadreur Mr **BOURAOUI Ichem**, pour avoir dirigé nos travaux, ses bonnes directives nous ont aidés à avancer dans l'accomplissement de notre travail de fin d'étude.*

Nos remerciements vont également à tous les membres du jury pour leur disponibilité et esprit de convivialité.

Une profonde pensée à nos familles, et à toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions.

Enfin, je remercie particulièrement ma mère, ma femme, mes frères, et mes sœurs pour leur soutien. Je dédie ce travail à mes filles Sidra et Rafif.

Dédicace

Je dédie ce travail aux personnes les plus chère à mon cœur, ma chère mère et mon cher père, qui m'ont aidé et soutenu, et leur supplication bénie a eu le plus grand impact, je remercie mes sœurs, mes frères, mon mari, et mes amis pour leur soutien, et je remercie mon collègue DJAMEL qui a partagé ce travail avec moi.

DOUDOU.L

ملخص

يهدف العمل المقدم في هذه الأطروحة إلى دراسة الاستقرار واقتراح التعزيزات المحتملة لحالة الانزلاق الحقيقي، تلك الخاصة بالنقطة الكيلومترية 41+000 من الطريق الولائي 137 بلدية ايراقن ولاية جيجل.

قادنا هذا إلى إجراء بحث في المراجع عن الانهيارات الأرضية، خصائصها، أنواعها، أسبابها وأنظمة التعزيز المختلفة وكذلك الطرق المختلفة لحساب عامل ثبات المنحدرات.

سمحت لنا زيارة الموقع وتحليل الوثائق التي تم جمعها بمعرفة الأسباب الرئيسية للانزلاق الذي حدث، وباختيار نموذج الحساب واختيار حلول التعزيز التي تم اقتراحها.

تحليل ثبات المنحدر، في غياب وجود التعزيز، مع مراعاة جميع العوامل المؤثرة (حمل الطريق، ارتفاع منسوب المياه الجوفية) باستخدام الحسابات اليدوية والرقمية. تحديد سطح الفشل وعامل الأمان لكل حالة يتم النظر فيها، ومقارنة آثار هذه التعزيزات، أوصينا بإعادة تشكيل المنحدر يتبعها خفض في منسوب المياه الجوفية وأخيراً تقوية للأرض من خلال تركيب خوازيق في أسفل المنحدر.

الكلمات المفتاحية: انزلاق المنحدر، الخوازيق، عامل الأمان، برنامج البلاكسيس.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectifs d'étudier la stabilité et de proposer les confortements possibles pour un cas de glissement réel, celui de PK 41+000 de la CW 137 Erraguen Wilaya de JIJEL.

Cela nous a conduit à mener une recherche bibliographique sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types, leurs causes, les différents systèmes de confortement ainsi que les différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes et talus.

La visite sur site, l'analyse de la documentation collectée nous a permis de connaître les causes primordiales du glissement survenu, le choix du modèle de calcul et le choix des solutions de confortement à proposer.

L'analyse de la stabilité du talus, en l'absence et en présence du confortement, en tenant compte de tous les facteurs influents (la charge routière, la montée du niveau de la nappe) à l'aide des calculs manuel et numérique a permis de déterminer la surface de rupture et le coefficient de sécurité pour chaque état considéré, suite à la comparaison des effets de ces confortements, nous avons recommandé le confortement du talus par un reprofilage suivi d'un rabattement de la nappe phréatique et enfin un renforcement du terrain par l'implantation de pieux en bas de talus.

Mots clés : glissement-Pente, terrassements, Pieu, facteur de sécurité, Plaxis.

Abstract :

The work presented in this paper is to analysis the causes of objectives, to study the stability and propose possible confortements for a case of actual slip, the PK 41 + 000 of the CW 137 Eraguen Wilaya de JIJEL

This led us to conduct a literature search on the slides, characteristics, types, causes, various reinforcement systems as well as different methods of calculating the stability of slopes and embankments.

The site visit, analysis of the collected documentation allowed us to know the primary causes of the slippage occurred, the choice of the calculation model and the choice of reinforcement solutions to offer.

Analysis of the stability of the slope, in the absence and in the presence of the reinforcement,taking into account all influential factors (road load, the rise of the groundwater level, the earthquake) using software calculation "Plaxis" has determined the fracture surface and the safety factor for each status, comparing the effects of these confortements we recommended reinforces the slope by a series of piles.

Keywords : slip-Slope, Stake, nailing slope stability, safety factor, Plaxis.

Sommaire

Introduction Générale	1
Chapitre I : Etude Bibliographique	2
I.1 Introduction	2
I.2 Description des mouvements des terrains	3
I.2.1 Les écroulements et chutes de blocs.....	4
I.2.2 Le fluage.....	4
I.2.2.1 Le Fluage dans les sols meubles.....	4
I.2.2.2 Le fluage dans les sols rocheux	5
I.2.3 Les coulées et laves torrentielles.....	5
I.2.4 Les glissements de terrain.....	5
a) Glissement plan	6
b) Glissement rotationnel ou circulaire	6
c) Glissements complexe.....	7
I.2.4.2 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	8
I.2.5 Principales causes des glissements.....	9
I.2.5.1 Facteurs de prédisposition.....	9
I.2.5.2 Facteurs de déclenchement	9
a) Facteurs naturels	10
b) Facteurs anthropiques	10
I.2.6 Les différentes phases d'un glissement de terrain.....	10
a) Phase active	10
b) Phase inactive.....	11
c) Phase réactive	11
I.2.7 Phénomènes aggravants induits par les glissements de terrain.....	11
I.3 Conclusion.....	12
Chapitre II : Méthodes de Calcule	13
II.1 Introduction :.....	13
II.2 Notion sur le coefficient de sécurité.....	13
II.2.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité.....	13
II.2.2 Recherche du coefficient de sécurité des talus	14
II.2.3 Caractéristiques mécaniques à prendre en compte	15
II.3 Hypothèses de calcul	15
II.4 Les méthodes d'analyse classiques de la stabilité des talus	15
II.4.1 Les méthodes basées sur l'équilibre limite.....	15
II.4.1.1 Méthodes d'analyses globales.....	16
II.4.1.1.1 Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement).....	19
a) Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent à frottement interne ($\varphi = 0$)	21

b) Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\varphi \neq 0$)	23
II.4.1.2 Méthode de tranche	24
a) Méthode De Fellenius 1927.....	24
b) Méthode De bishop.....	26
c) Méthode de Spencer.....	26
d) Méthode de Jambu.....	28
e) La méthode des perturbations.....	29
f) Morgestern et Price	30
g) Jaulin et al	30
II.4.2 Les calculs en contraintes-déformations (Les méthodes des éléments finis)	30
II.5 Choix de la méthode de calcul	31
II.6 Conclusion	33
Chapitre III : Techniques et Moyennes de Confortement.....	34
III.1 Introduction.....	34
III.2 Techniques et moyennes de stabilisation des glissements de terrain	34
III.2.1 Remodelage de la pente (terrassements) :	34
III.2.1.1 Butée de pied :	35
III.2.1.2 Allègement en tête :	35
III.2.1.3 Purge	36
III.2.1.4 Reprofilage.....	36
III.2.1.5 Substitutions totale des matériaux glisses	37
III.2.1.6 Substitutions partielle des matériaux glisses	37
a) Bèche.....	38
b) Contreforts.....	38
III.2.1.7 Végétation de la pente.....	38
III.2.1.8 Imperméabilisation de la pente	39
III.2.1.9 Modification des caractéristiques des sols	39
III.3 Dispositifs de drainage	39
III.3.1 Drainage de surface	40
III.3.2 Systèmes drainants par excavation	40
a) Tranchées drainantes.....	40
b) Masques et éperons drainants.....	41
c) Drains verticaux, puits et galeries drainantes	42
III.3.3 Systèmes drainants par forage.....	42
a) Drains subhorizontaux	42
III.4 Introduction d'éléments résistants.....	43
III.4.1 Ouvrage de soutènement :	43
III.4.2 Tirants d'ancrage actifs.....	44

III.4.3 Le clouage	45
III.4.4 Pieux	46
III.4.5 Nappes de géosynthétique :	46
III.4.5.1 Les géotextiles :	47
III.4.5.2 Les géomembranes :	48
III.4.6 Fonctions des géotextiles et produits apparentés :	48
III.5 Conclusion	51
Chapitre IV : Analyse et Caractéristiques de site	52
IV.1 Introduction	52
IV.2 Situation du projet	52
IV.3 Contexte géologique	53
IV.3.1 Géologie de la zone	53
IV.3.2 Géologie de site	54
IV.4 Contexte géomorphologique	56
IV.5 Sismicité de la région	56
IV.6 Le climat	57
IV.7 Description des désordres	58
IV.8 Causes probables du glissement et hypothèses retenues	60
IV.8.1 Les causes naturelles	60
IV.8.2 Les causes anthropiques	60
IV.9 Programme d'investigations géotechniques	61
IV.9.1 Introduction	61
IV.9.2 Campagne de reconnaissance géotechnique	61
IV.9.2.1 In situ	61
IV.9.2.2 En laboratoire	62
a) Essais physiques d'identification et de classification	62
b) Essais mécaniques	62
c) Analyses chimiques sommaires	62
IV.9.3 Résultats de la reconnaissance géotechnique	62
IV.9.3.1 In situ	62
a) Sondage carotté	62
b) Installation piézométrique	64
c) Pénétrömètre dynamique Lourd (PDL)	65
d) Sondage préssiométriques	66
e) Mesures inclinométrique	67
f) Mesures géophysiques	68
IV.9.3.2 Essai En laboratoire	70
a) Essais physique	70

b) Analyse chimique sommaires.....	71
c) Caractéristiques mécaniques.....	71
IV.10 Conclusion.....	72
Chapitre V : Calcul de Stabilité.....	73
V.1 Introduction.....	73
V.2 Détermination du Fs du talus	73
V.2.1 Calcul à la rupture.....	73
V.2.1.1 Calcul manuel.....	73
V.2.1.2 Calcul par logiciel.....	75
V.2.1.2.1 Présentation du logiciel GEO-STUDIO.....	75
V.2.1.2.2 Déroulement de logiciel :.....	76
V.2.1.2.3 Les caractéristiques géotechniques de talus.....	77
V.2.1.2.4 Modélisation numérique du modèle initial	77
V.2.1.2.5 Résultats du calcul de coefficient de sécurité.....	78
a) Ordinaire.....	78
b) Bishop.....	78
c) Morgenstern-Price.....	79
d) Spencer.....	79
e) Jambu	80
V.2.2 Calcul par éléments finie.....	81
V.2.2.1 Présentation du logiciel PLAXIS.....	81
V.2.2.2 Système d'options du code PLAXIS.....	81
a) Entrée des données.....	82
b) Comportement du sol.....	83
c) Fonctions des calculs	83
d) Analyse des résultats.....	83
V.2.2.3 Modèles de comportement utilisé au PLAXIS	84
a) Modèle élastique linéaire.....	84
b) Modèle de Mohr-Coulomb.....	84
c) Modèle de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM).....	85
d) Modèle pour sols « mous » (soft soil model)	86
e) Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soilcreep model)	86
V.2.2.4 Étape de modélisations.....	87
V.2.2.4.1 La géométrie de modèle.....	87
V.2.2.4.2 Les conditions aux limites	87
V.2.2.4.3 Caractéristiques des matériaux.....	88
a) Les données géotechniques des couches	88
V.2.2.4.4 Génération du maillage.....	92

V.2.2.4.5 Génération des conditions initiales.....	92
V.2.2.5 Etapes du calcul (avant confortement).....	93
V.2.2.6 Résultats des calculs avant confortement.....	94
V.2.2.6.1 Zone de rupture avant confortement.....	94
V.2.2.6.2 Résultat de calcul de Fs par PLAXIS (avant confortement).....	94
V.2.2.6.3 Résultats de déplacement avant confortement.....	95
V.3 Conclusion.....	96
Chapitre VI : Etude de Confortement.....	97
VI.1 Introduction.....	97
VI.2 Méthode de confortement et de stabilisation.....	97
VI.3 Confortement avec logiciel PLAXIS.....	97
VI.3.1 Reprofilage et rabattement de la nappe.....	97
VI.3.1.1 Modélisation de système.....	97
VI.3.1.2 Phases de calcul.....	99
VI.3.1.3 Résultats de calcul de Fs après reprofilage.....	99
VI.3.2 Renforcement du sol par la mise en place des pieux.....	100
VI.3.2.1 Caractéristiques des pieux.....	100
VI.3.2.2 Modélisation de système.....	100
VI.3.2.3 Phases de calcul après confortement.....	101
VI.3.2.4 Résultats des calculs après confortement.....	102
VI.3.2.4.1 Résultat de facteur de sécurité après confortement.....	102
VI.3.2.4.2 Zone de rupture après confortement.....	102
VI.3.3 Devis quantitative et estimative.....	104
VI.4 Conclusion.....	105
Conclusion Générale.....	105
Références bibliographiques.....	106
ANNEXES.....	107

Liste des figures

Fig. I-1 les types des mouvements de terrains.....	3
Fig. I-2.les écroulements.....	4
Fig. I-3.glissements de terrains.....	5
Fig. I-4.glissements plan.....	6
Fig. I-5. Glissement rotationnel.....	7
Fig. I-6.glissement rotationnel complexe.....	7
Fig. I-7.Morphologie générale d'un glissement de terrain.....	8
Fig. I-8. Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain.....	11
Fig. II-1.Principe de la méthode globale.....	17
Fig. II-2.Répartition des contraintes.....	19
Fig. II-3. Les deux cas de cercle du glissement.....	20
Fig. II-4. Cercle de flanc de talus.....	20
Fig. II-5.Cercle à mi- pente.....	20
Fig. II-6. Abaque de Taylor 1966.....	21
Fig. II-7. Relation entre l'angle du talus β et les paramètres permettant de déterminer.....	22
Fig. II-8. Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_d pour différentes.....	23
Fig. II-9. Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour différentes.....	23
Fig. II-10. Calcul par méthode des tranches.....	24
Fig. II-11. Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIOUS).....	25
Fig. II-12. Equilibre d'une tranche de sol (Spencer).....	26
Fig. II-13.Equilibre d'une tranche de sol (JANBU).....	28
Fig. III-1. La butée de pied.....	35
Fig. III-2.Allègement en tête.....	36
Fig. III-3.Purge d'une pente.....	36
Fig. III-4.Reprofilage.....	37
Fig. III-5. Substitution totale.....	37
Fig. III-6.Schéma d'une bêche.....	38
Fig. III-7. Schéma de contreforts (bêche discontinue).....	38
Fig. III-8. Exemple Drainage de surface.....	40
Fig. III-9. Coupe d'une tranchée drainante.....	41
Fig. III-10. Réalisation d'un masque drainante.....	41
Fig. III-11. Galerie drainante.....	42
Fig. III-12. Exemple de drains subhorizontaux.....	43
Fig. III-13. Différents types des ouvrages de soutènements.....	44
Fig. III-14. Exemple de tirants d'ancrage actif.....	45
Fig. III-15. Stabilisation par Clouage.....	45
Fig. III-16. Clouage de pieux.....	46
Fig. III-17. Échantillons de géotextiles.....	47
Fig. III-18. Exemple de géogrille.....	47
Fig. III-19. Quelques exemples de géocomposites.....	47
Fig. III-20. Échantillons de géomembranes.....	48
Fig. III-21. Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés.....	50
Fig. IV-1. Localisation du glissement.....	52
Fig. IV-2. Extrait de la carte Géologique de Tamezgidia 1/50 000 (Région d'Erragune).....	54
Fig. IV-3.Eboulis de pente et brèche à matrice argileuse.....	54
Fig. IV-4.Marnes argileuse, schisteuse plus au moins altérées.....	55
Fig. IV-5.Alternance décimétrique marne-calcaires.....	55
Fig. IV-6.Les unités géologiques du site.....	55

Fig. IV-7. Morphologie de terrain	56
Fig. IV-8. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003.....	56
Fig. IV-9. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H, 1996)	58
Fig. IV-10. Niche d'arrachements	58
Fig. IV-11. Fissures de traction sur la chaussée	59
Fig. IV-12. Escarpements sur les tas de remblais.....	59
Fig. IV-13. Tassement total de la chaussée	59
Fig. IV-14. Schéma d'implantation des sondages carottés.....	61
Fig. IV-15. Coup lithologique de terrain	63
Fig. IV-16. Exécution d'un sondage à l'aide d'une sondeuse APAFOR.....	64
Fig. IV-17. Exécution d'un piézomètre et inclinomètre à l'aide d'une sondeuse APAFOR	64
Fig. IV-18. Exécution d'un pénétromètre dynamique	65
Fig. IV-19. Appareillage utilisé.....	68
Fig. V-1. Schéma représentatif de cercle de rupture manuellement	73
Fig. V-2. Présentation du logiciel GEOSLOP.....	76
Fig. V-3. Fonctionnement du logiciel géo-slope	76
Fig. V-4. Model initial modélisé PK 41+000.....	77
Fig. V-5. Cercle de rupture obtenue selon Fellinius	78
Fig. V-6. Cercle de rupture obtenue selon Bishop.....	78
Fig. V-7. Cercle de rupture obtenue selon Morgenstern-Price.....	79
Fig. V-8. Cercle de rupture obtenue selon Spencer	79
Fig. V-9. Cercle de rupture obtenue selon Jambu.....	80
Fig. V-10. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [25]	84
Fig. V-11. Représentation du HardeningSoil Model. [25].....	85
Fig. V-12. La géométrie de modelé	87
Fig. V-13. Les données géotechniques Argile 01	88
Fig. V-14. Les données géotechniques Argile 02.....	88
Fig. V-15. Les données géotechniques Remblais 01	89
Fig. V-16. Les données géotechniques Remblais 02	89
Fig. V-17. Les données géotechniques Marne Schisteuse 01.....	90
Fig. V-18. Les données géotechniques Marne Schisteuse 02.....	90
Fig. V-19. Les données géotechniques Marne Dure 01	91
Fig. V-20. Les données géotechniques Marne Dure 02	91
Fig. V-21. Le maillage du modèle	92
Fig. V-22. Définition des conditions initiales.....	93
Fig. V-23. Etapes du calcul avant confortement.....	93
Fig. V-24. Zone de rupture avant confortement	94
Fig. V-25. Résultat de Fs avant confortement	94
Fig. V-26. Résultats de déplacement avant confortement.....	95
Fig. VI-1. Talus après reprofilage.....	97
Fig. VI-2. Maillage de modèle	98
Fig. VI-3. Définition de la nappe après rabattement.....	98
Fig. VI-4. Les phases du calcul de coefficient de sécurité après reprofilage	99
Fig. VI-5. Résultats de Fs après reprofilage.....	99
Fig. VI-6. Caractéristiques des pieux.....	100
Fig. VI-7. Talus après renforcement par des pieux.....	100
Fig. VI-8. Les phases du calcul de coefficient de sécurité après confortement.....	101
Fig. VI-9. Résultats de FS après confortement	102
Fig. VI-10. Zone de rupture après confortement	102

Fig. VI-11. Déplacements total après confortement	103
Fig. VI-12. Déplacements total des pieux	103

LISTE DES TABLEAUX

Tab. II-1. Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	14
Tab. IV-1. la qualité d'ouvrages réalisés en fonction de groupe d'ouvrages	57
Tab. IV-2 Coefficient d'accélération de zone	57
Tab. IV-3. Description lithologique des sondages carottés	63
Tab. IV-4. Relevés piézométriques.....	64
Tab. IV-5. Résultats d'essai préssiométriques-SP 02	66
Tab. IV-6. Classification des sols en fonction du rapport EM/PL d'après Ménard.....	67
Tab. IV-7. Classification des sites (RPA/99 version 2003).....	67
Tab. IV-8. Récapitulatif des résultats des travaux géophysiques réalisés	69
Tab. IV-9. Ordre de grandeur électrique pour chaque sol et roches (Chapellier. D)	70
Tab. IV-10. Les paramètres physiques de sols testés.....	70
Tab. IV-11. Les paramètres chimiques de sols testés	71
Tab. IV-12. Caractéristiques mécaniques de sols testés.....	71
Tab. V-1. Les résultats de calcul par la méthode de Fellenius	74
Tab. V-2. Les résultats de calcul par la méthode de Bishop	74
Tab. V-3. Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.....	77
Tab. V-4. Résultats des calculs de F_s	80
Tab. VI-1 Devis estimative et quantitative de confortement.....	104

LISTE DES SYMBOLES

τ_{ult} = contrainte de cisaillement ultime du sol	(N/m ²)
τ_{max} = résistance au cisaillement	(N/m ²)
τ = contrainte de cisaillement mobilisée	(N/m ²)
ν = Coefficient de Poisson	(/)
σ = Contrainte	(N/m ²)
σ_n = Contraintes normales	(N/m ²)
φ = Angle de frottement interne du sol	(°)
φ_u = Angle de frottement ultime	(°)
Ψ = Angle de dilatance du sol	(/)
c = cohésion du sol	(kN/m ³)
c' = cohésion effective du sol	(kN/m ³)
E = module d'élasticité du sol (module d'Young)	(kN/m ²)
E_{ref} = module de référence	(kN/m ²)
F_s = coefficient de sécurité	(/)
H = effort horizontal	(N/m)
H_{max} = effort horizontal maximal	(N/m)
h = hauteur du talus	(m)
L = distance horizontale du cercle du glissement	(m)
K_0 = coefficient des terres au repos	(/)
k_x = perméabilité du sol selon la direction des x	(m/jour)
k_y = perméabilité du sol selon la direction des y	(m/jour)
U : la résultante des pressions interstitielles éventuelles	(Kpa)
u = pression interstitielle	
γ = poids volumique du sol	(kN/m ³)
γ_d = poids volumique sec du sol	(kN/m ³)
γ_h = poids volumique humide du sol	(kN/m ³)
γ_{sat} = poids volumique saturé du sol	(kN/m ³)

Introduction Générale

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

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures pour les ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'étudier le confortement d'un glissement de terrain affecte un tronçon du chemin de wilaya CW 137 exactement au PK 41+000 commune d'Erraguen wilaya de JIJEL.

Pour mener à bien notre travail, il a été subdivisé en six chapitres présentés comme suite :

- Une étude bibliographique sur les différents types mouvements de terrain, qui a comme but une étude théorique, sur les mouvements de terrain, exactement sur les glissements (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes),
- Les différentes méthodes de calculs.
- Les techniques et méthodes de confortement.
- Analyse et caractéristiques de site afin de déterminer les paramètres essentiels pour l'analyse et l'étude du glissement.
- L'Étude de stabilité pour but de déterminer un facteur de sécurité dans en fonction duquel notre versant est considéré comme assurée ou compromise.
- L'Étude de confortement pour but de stabiliser notre versant.

Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements des terrains.

Chapitre I : Etude Bibliographique

I.1 Introduction

Contrairement à l'érosion (action grain par grain), un mouvement de terrain est un mouvement de masse. Les mouvements de terrain n'ont absolument rien à voir avec les mouvements orogéniques, les tremblements de terre ou les phénomènes volcaniques, qui sont provoqués par les forces internes de la terre et sur lesquels l'homme n'a aucun contrôle. Les mouvements de terrain restent, quelle que soit leur importance, à l'échelle humaine : l'homme peut, en principe, les prévoir, souvent les contrôler et les maîtriser. D'un point de vue géologique, les glissements de terrain sont, comme l'érosion, un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs. D'un point de vue technique, ces phénomènes présentent un intérêt particulier pour l'homme, dans le sens où ils représentent un risque pour sa vie et ses constructions. Chaque année, des accidents graves sont causés par des mouvements de terrain.

Le début d'un mouvement de terrain est généralement prévisible ; cependant, sa géométrie exacte ne peut être définie que par une étude approfondie. Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus naturel d'évolution d'un site ; par exemple, l'effondrement d'une falaise dont le pied est érodé par la mer. Mais il faut noter que, fréquemment aussi, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action humaine. Certaines œuvres rompent l'équilibre naturel d'un site et déclenchent un processus de rupture de masse sur un site jusque-là stable. C'est notamment le cas de l'ouverture de fouilles superficielles ou profondes, de la modification du régime des eaux souterraines, de la mise en place de surcharges, de l'utilisation d'explosifs, etc. En première analyse, on peut dire qu'une masse de terrain commence à se déplacer sous l'action de la gravité lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu est dépassée. Elle peut être :

- De la résistance à la traction (écroulement 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)

I.2 Description des mouvements des terrains

La littérature technique donne de nombreuses classifications, toutes basées sur des notions de cinématique, de nature du sol, de stratigraphie, etc. D'une manière générale, on distingue quatre classes distinctes de mouvements du sol :

- Les écroulements et les chutes de blocs
- Les mouvements de fluage
- Les coulées et les laves torrentielles
- Les glissements de terrain

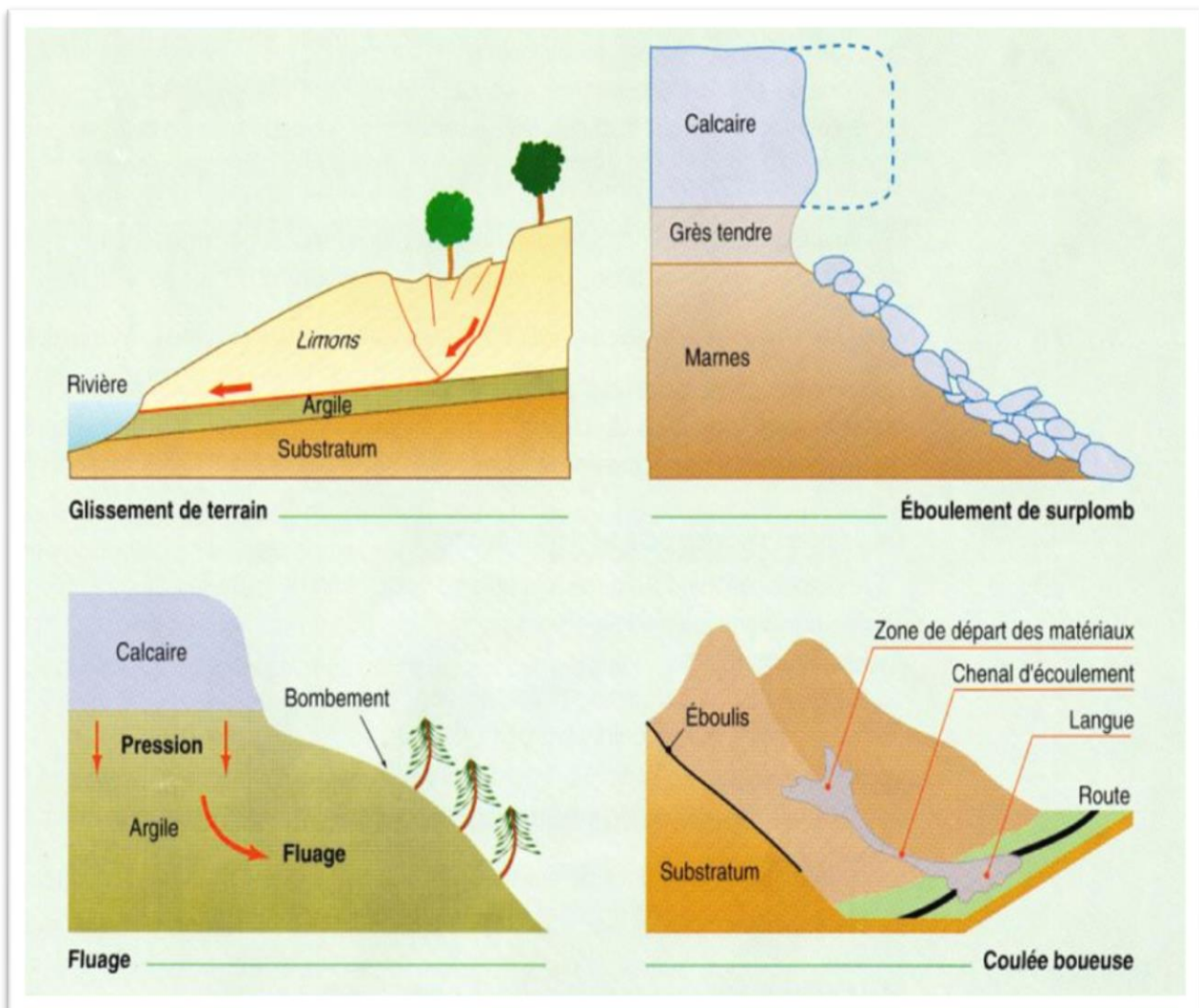


Fig. I-1 les types des mouvements de terrains

I.2.1 Les écroulements et chutes de blocs

Il s'agit de chutes soudaines et brutales d'importants massifs rocheux, qui durent quelques secondes et dont les causes peuvent être internes au massif :

- Dislocation d'une masse rocheuse par altération interne
- Glissement banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée
- Ecoulement de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacente
- Ecoulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente

Les volumes de sol mis en jeu varient entre une dizaine de milliers de mètres cubes (écroulement en masse) et une centaine de mètres cubes (chutes de blocs).



Fig. I-2.les écroulements

I.2.2 Le fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des contraintes atteignant le domaine plastique et donc proches de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

I.2.2.1 Le Fluage dans les sols meubles

Dans les formations meubles, les mouvements sont souvent désignés par le terme générique de fluage, ce sont des mouvements lents dans la masse, susceptibles d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements (apparition d'une surface de rupture), et dans les causes est principalement la saturation progressive de sol ou bien l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau. Le fluage concerne généralement les marnes, les argiles plastiques de grande épaisseur supportant une surcharge naturelle ou anthropique.

Les volumes de sol mis en jeu sont comparables à ceux des glissements.

I.2.2.2 Le fluage dans les sols rocheux

Dans les formations rocheuses, les mouvements de fluage sont appelés fauchage et sont caractérisés par le basculement ou le renversement du sommet de couches très verticales (quasi verticales). Dans les causes sont généralement les mouvements néotectoniques ou le vieillissement et l'altération des joints. Le fauchage affecte souvent les matériaux schisteux (schistes, gneiss, micaschistes), les marnes et les grès sont également sensibles au fauchage, et il peut évoluer vers un effondrement ou une chute de blocs dans les roches tendres.

Les volumes de terre déplacés varient de quelques centaines de m³ à quelques milliers de m³.

I.2.3 Les coulées et laves torrentielles

Il s'agit de mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable, les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie. Les volumes déplacés sont de l'ordre de plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes.

I.2.4 Les glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse le long d'une surface de rupture qui se développent dans des matériaux meubles, généralement argileux, ou des masses rocheuses fracturées ou altérées (Fig I.3). Ils ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols. Le volume des glissements de terrain varie de quelques mètres cubes "loupe" à plusieurs millions de mètres cubes "versant entier". Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent généralement sur des pentes ou des versants de pentes modérées à fortes. En principe, ils se produisent lorsque la résistance du terrain est inférieure aux forces motrices générées par la gravité et les eaux souterraines ou par l'activité humaine.



Fig. I-3. glissements de terrains

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissement :

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

a) Glissement plan

Ce glissement se produit surtout en milieu rocheux. Il se produit par cisaillement et translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture (Fig I. 4). Les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent un pendage stratigraphique, une discontinuité stratigraphique, une schistosité, une fissure ou un plan de rupture).

Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce type de glissement. On peut citer comme causes

- Glissement d'un matériau d'altération sur un niveau « lubrifiant » (limon sur argile) ;
- Glissement d'une couche mince des caractéristiques mécaniques médiocres sur un substratum ;
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.

En plan, la taille de ces glissements de terrain est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres.

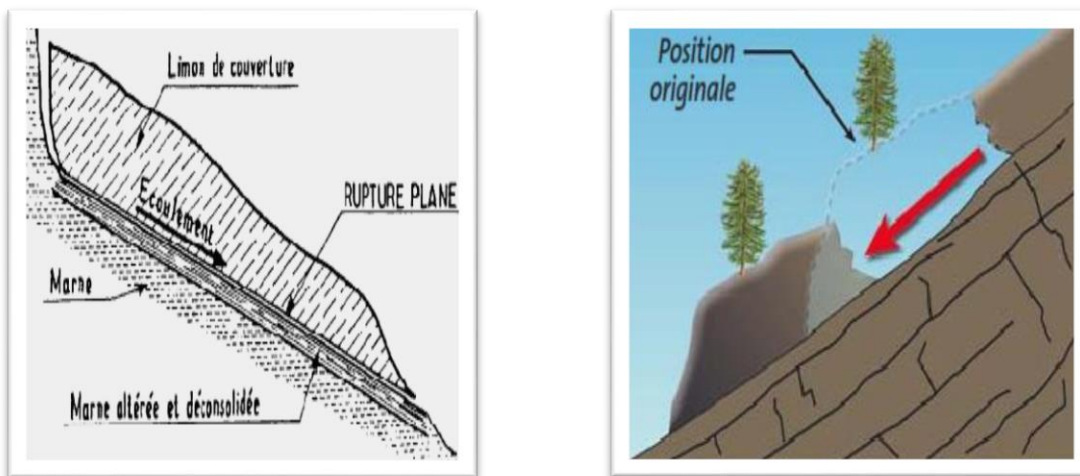


Fig. I-4. glissements plan

b) Glissement rotationnel ou circulaire

Ce type de glissement se produit principalement dans les terrains homogènes meubles, notamment argileux et siliceux, et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est plus ou moins circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement (fig.I-5). En général, le mécanisme de glissement ne provoque qu'un remaniement interne mineur du matériau glissé.

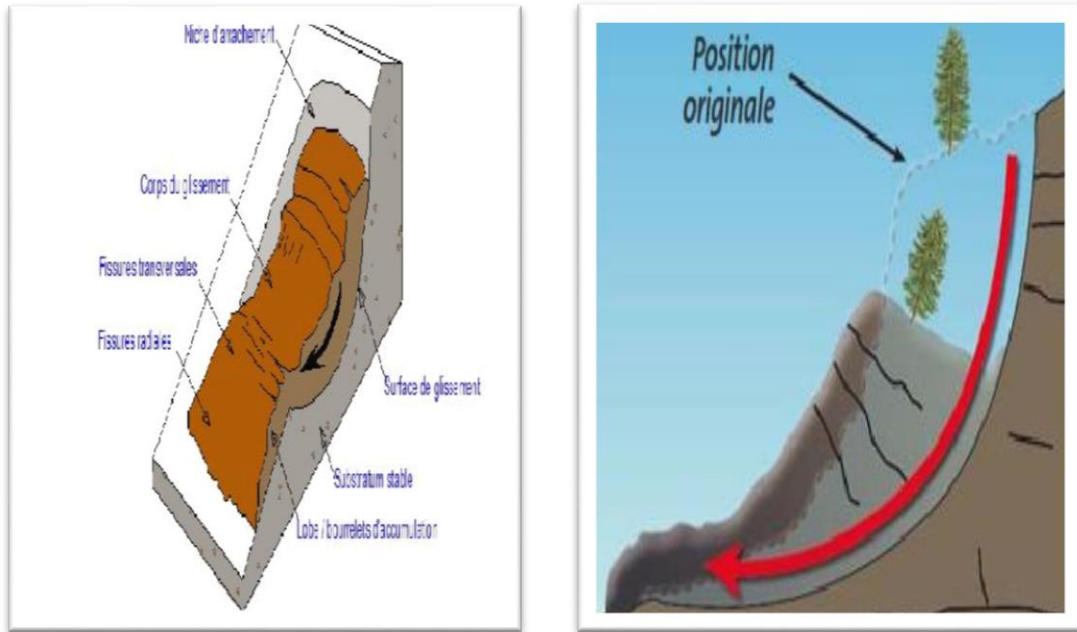


Fig. I-5. Glissement rotationnel

c) Glissements complexe

Ce type de glissement résulte d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simple, dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissements par escalier) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes (Fig.I-6). Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents qui se manifeste en général sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaîne. Ce type de glissement se produit principalement dans des terrains meubles surtout argileux et siliceux.

Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes : Anisotropie de structure, anisotropie mécanique, caractéristiques mécaniques variant en profondeur et suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

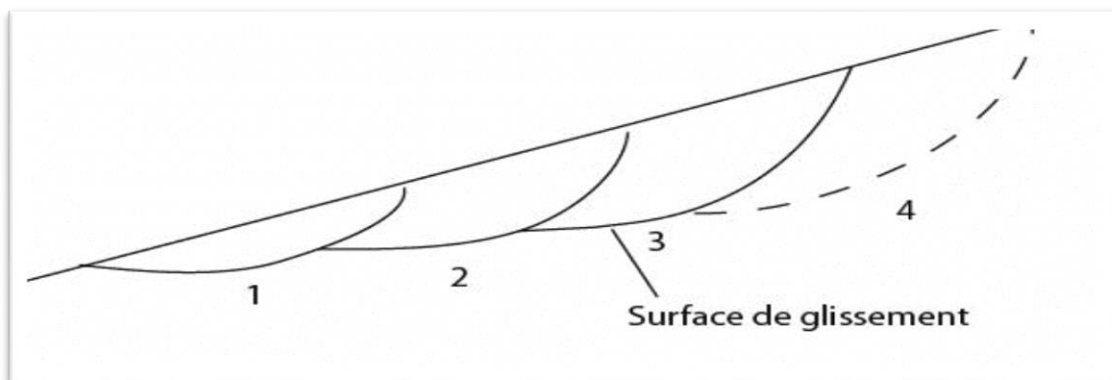


Fig. I-6. glissement rotationnel complexe

I.2.4.2 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

- **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- **Escarpement secondaire** : Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Surface de glissement (Ou de rupture)** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- **Fissures et crevasse** : Rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
- **Couronne** : Sonne située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : C'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Elément** : Fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : Limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : Zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : Elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Corps** : Partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

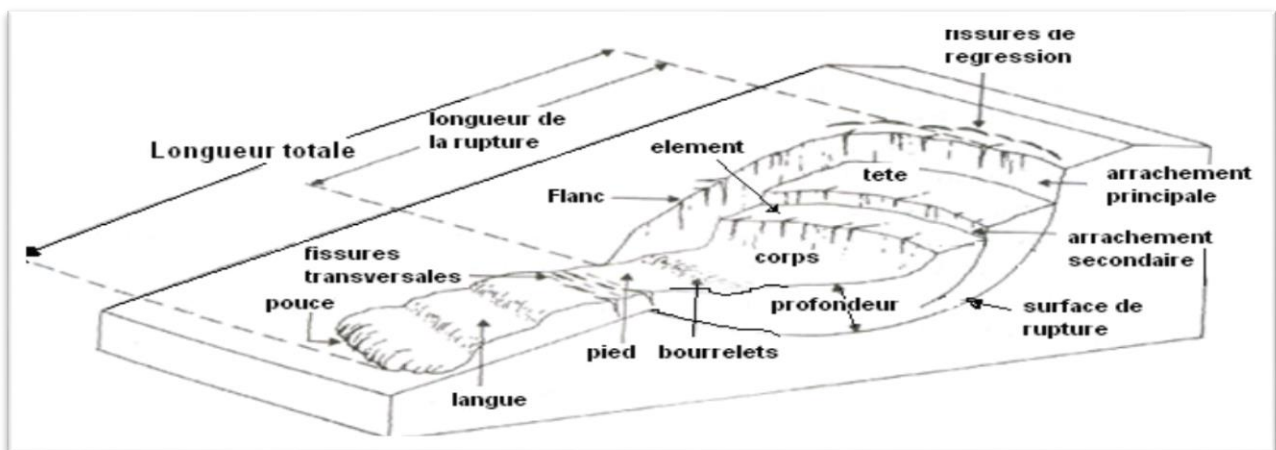


Fig. I-7. Morphologie générale d'un glissement de terrain

I.2.5 Principales causes des glissements

Un glissement de terrain est dû à la combinaison de conditions défavorables permanentes (topographie, géologie, présence d'une nappe phréatique, mauvaises caractéristiques mécaniques du sol, etc.) et d'un ou plusieurs éléments déclencheurs, susceptibles de rompre l'équilibre initial de la pente. Ces éléments peuvent être d'origine naturelle ou anthropique

I.2.5.1 Facteurs de prédisposition

Les facteurs prédisposant sont des facteurs qui permettent à un glissement de se produire, ce sont :

- Des facteurs internes liés à la nature des sols.
- Les facteurs de site liés à la géométrie des pentes.

La nature géologique des terrains se traduit par la lithologie et la disposition structurale (orientation et pendage des couches, discontinuités et fissures). L'existence de discontinuités géologiques et de fissures entre les couches constituant le terrain (massifs rocheux) présente de mauvaises caractéristiques mécaniques et favorise dans un terrain en pente le glissement (généralement de type plan) des couches sur les autres.

Les sols fins et notamment les argiles sont des éléments favorables aux glissements de terrain en raison de leur faible résistance mécanique au cisaillement d'une part, qui peut être fortement réduite par l'écoulement de l'eau, et de la difficulté de drainage de l'eau d'autre part. Les processus d'érosion de ce type de sol par ruissellement sont importants et amènent de nombreux versants au point de rupture.

En ce qui concerne l'influence de la géométrie des talus naturels ou artificiels, les fortes valeurs de la pente des talus résultent une augmentation de contrainte de cisaillement (efforts moteurs) et une diminution de la résistance au cisaillement du sol (diminution de contrainte normale à surface de rupture).

Dans l'ensemble, les facteurs prédisposant se reflètent dans la résistance au cisaillement du sol et la surface de rupture possible.

I.2.5.2 Facteurs de déclenchement

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de glissement, mais n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables.

Leur connaissance permet de déterminer la circonstance du phénomène.

L'action de ces facteurs se traduit par déstabilisation d'équilibre initiale (résistance de terrain / contrainte motrice) soit :

- Par augmentation des contraintes dans les sols (surcharge de pente provenant d'un nouvel ouvrage et de la neige, augmentation du poids volumique due à l'augmentation de la teneur en eau provenant de la pluie ou fuite dans les réseaux enterrés)
- Par diminution de la résistance au cisaillement du sol (diminution de la cohésion d'argiles, augmentation des pressions interstitielles, gonflement des argiles par l'absorption de l'eau)
- Par la combinaison des deux termes

Les facteurs de déclenchement sont nombreux et variés. On peut subdiviser ces facteurs en **facteurs naturels et facteurs anthropiques** liés à l'activité de l'homme.

a) Facteurs naturels

On peut distinguer les facteurs suivants :

- Les pluviométries (fortes précipitations de pluie)
- Les neiges brutales
- Les écoulements souterrains
- Les séismes

b) Facteurs anthropiques

Ces facteurs sont liés à l'activité de l'homme. On peut distinguer les cas suivants :

- Sur-chargement des pentes par l'implantation d'un ouvrage
- Exploitation des mines, utilisation des explosives et travaux d'excavation sans soutènement
- Mauvais drainage d'eau mise en œuvre
- Méthode de confrontation, employée sur place, non adéquate
- Déforestation de surface
- Erreurs de calculs dans la conception des talus

1.2.6 Les différentes phases d'un glissement de terrain

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

a) Phase active

Un glissement de terrain est considéré comme actif si des indices peuvent être constatés comme : Niche d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau, fissuration des bâtiments, déformation des routes, etc.

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

b) Phase inactive

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

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

c) Phase réactive

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

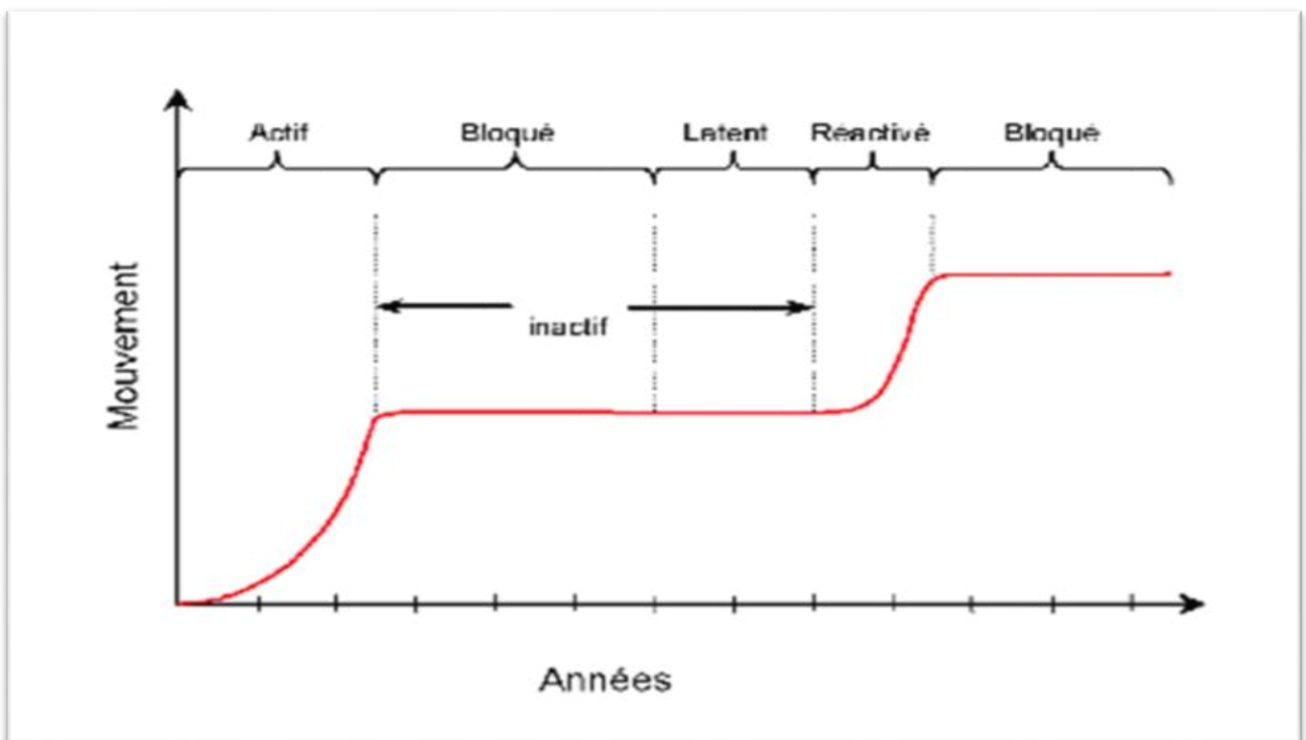


Fig. I-8. Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain

I.2.7 Phénomènes aggravants induits par les glissements de terrain

Les glissements de terrain sont à l'origine de plusieurs phénomènes de dégradation, à savoir ;

- La formation d'embâcles sur les cours d'eau.
- Laves torrentielles suite à l'apport de matériaux dans les cours d'eau.
- Coulées de boue à partir des bourrelets de pieds formés de matériaux remaniés.

I.3 Conclusion

A la lumière de ce chapitre qui a été consacré à la bibliographie sur les types de mouvements de terrain, en particulier les glissements de terrain, il est apparu que ces derniers sont les résultats d'une rupture de l'équilibre initial des sols suite à la coïncidence des facteurs de prédisposition défavorables liés au site lui-même (topographie, géologie, présence d'une nappe phréatique, mauvaises caractéristiques mécaniques des sols, etc.) et des facteurs externes tels qu'on peut les subdiviser en facteurs naturels et facteurs anthropiques liés à l'activité humaine.

D'une manière générale, un glissement de terrain se produit lorsque les limites de la résistance au cisaillement du sol sont dépassées, dans le chapitre suivant sont exposées les méthodes de calcul et de vérification de la stabilité des glissements de terrain.

Chapitre II : Méthodes de Calcul

II.1 Introduction :

La stabilité des talus vis-à-vis aux glissements est un problème qui préoccupe les géotechniciens, tant praticiens que chercheurs, dans ce sillage plusieurs méthodes de calcul de stabilité ont été proposées, dans nous nous y essayons de les présenter dans ce chapitre.

Malgré la différence des méthodes utilisées pour calculer la stabilité des pentes, toutes convergent pour déterminer un facteur de sécurité **FS**.

II.2 Notion sur le coefficient de sécurité

La détermination de la stabilité d'un versant consiste à déterminer un coefficient (facteur) de sécurité **FS** par lequel on apprécie la marge de sécurité par rapport à la rupture, c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible. Ce coefficient peut s'écrire de la manière suivante :

$$FS = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

Où :

τ_{\max} : est la résistance au cisaillement maximale que le sol peut mobiliser en un point, définie par :

$$\tau_{\max} = c + \sigma_{\max} \tan \varphi$$

τ : est la contrainte de cisaillement réelle en ce point.

II.2.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité

Tout d'abord, il faut rappeler que la raison fondamentale de l'application de ce coefficient de réduction est d'éloigner "raisonnablement" la rupture.

Dans cette perspective générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par ce facteur **FS**

1^{er} rôle : éloigner plus ou moins de la rupture en fonction de la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou en fonction de l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture, dans cette optique **FS** apparaissant ainsi comme un " coefficient d'assurance ".

Il ne faut jamais perdre de vue que plus **FS** est élevée, plus le projet sera coûteux ; l'assurance se paie. L'application de ce "coefficient d'assurance" suppose que la valeur de la résistance limite qui définit la rupture est connue.

2^{ème} rôle : prendre en compte et "digérer" les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul.

Rappelons les deux principales causes d'erreurs, qui peuvent se combiner, voire s'additionner entre elles :

- L'incertitude sur la valeur réelle, qui peut d'ailleurs évoluer dans le temps, des paramètres

pris en compte dans le calcul. (C, γ, ϕ, u). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont réduites.

- Hypothèses et simplifications adoptées dans le développement d'un calcul de stabilité : leur importance se trouve sensiblement réduite par l'introduction des calculs sur ordinateur qui permettent de serrer de plus en plus la complexité des données réelles du site. Dans ce dernier rôle, le coefficient **Fs** apparaît comme un « coefficients d'ignorance ».

Finalement, la valeur de **Fs** qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans le chiffre retenu. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces et un choix correct de **Fs** suppose une bonne pratique de ces problèmes.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de **Fs** en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

FS	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1.0 - 1.25	Sécurité contestable
1.25 – 1.4	Suffisantes pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1.4	Satisfaisante pour les barrages

Tab. II-1. Valeurs de **Fs** en fonction de l'importance de l'ouvrage

II.2.2 Recherche du coefficient de sécurité des talus

Nous avons décrit dans les paragraphes précédents la méthode généralisée de calcul du coefficient de sécurité d'une surface. Il est nécessaire de rechercher la surface présente le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles.

Il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable. Certains autres sont basés sur une extension des méthodes de tranches en 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

II.2.3 Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme. À court terme, le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU (caractéristiques non drainées). À long terme, le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD (caractéristiques drainées) ou éventuellement CU (caractéristiques c' et ϕ').

Pour un calcul a priori (cas des petites déformations), les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (**au pic**).

Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les **caractéristiques résiduelles**.

II.3 Hypothèses de calcul

Il existe, en principe, deux possibilités (hypothèses) pour calculer la stabilité d'une pente. La première est de considérer la masse instable forme un bloc rigide et le sol a un comportement rigide-plastique, donc la rupture de tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture ; ce sont les méthodes de calcul à la rupture, les seules encore employées pratiquement à ce jour. La seconde possibilité est d'appliquer les méthodes numériques ; méthode des différents finie, méthode des éléments finis..., qui permet d'envisager des lois de comportements complexes et de déterminer le champ de contraintes et de déformations existant réellement in situ. L'application de la méthode à la rupture envisage un comportement rigide plastique, elle permet de déterminer les zones limites ou l'état de contrainte présente le même écart par rapport à l'état de rupture. Mais l'expérience montre que la rupture des talus se produit en général non pas par mise en plasticité de tout le talus, mais par cisaillement suivant une surface de glissement.

II.4 Les méthodes d'analyse classiques de la stabilité des talus

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont : Les méthodes basées sur l'équilibre limite, les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

II.4.1 Les méthodes basées sur l'équilibre limite

Les méthodes à l'équilibre sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le problème supposé bidimensionnel. C'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité. Par la suite on écrira donc ligne pour surface et surface pour volume.
- Il existe une ligne de glissement.

- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de coulomb :

$$\tau = \sigma \tan \varphi' + c'$$

τ : Contrainte de cisaillement

σ : Contrainte normal

φ' : Angle de frottement interne

c' : Cohésion

- La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).

Le coefficient de sécurité F_s est traduit entre l'état d'équilibre existant et l'équilibre limite :

$$F_s = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{\sigma \tan \varphi + C}{\sigma \tan \varphi_c + C_c}$$

C_c et φ_c représentent les valeurs de c et φ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

Pour les méthodes basées sur l'équilibre limite, la mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de Taylor ; de Caquot ; de Biarez). Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de Fellenius, méthode De Bishop...)

II.4.1.1 Méthodes d'analyses globales

Dans cette méthode de calcul, on suppose que le milieu est homogène et isotrope définit par, γ , φ , c et u si le milieu est aquifère. Elle consiste à étudier l'équilibre de la masse considéré comme un solide indéformable sous l'action de système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que le corps soit en équilibre limite ; c'est-à-dire que la rupture est sur le point de se produire, et donc que la résistance au cisaillement sur la ligne de glissement se trouve totalement mobilisé, à partir de là on est ramené à un problème statique élémentaire. L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimiler la ligne de glissement à un arc de cercle de centre O et de rayon R . le moment du corps se ramené alors à une rotation autour de centre O .

- Les moments qui favorisent la rotation dénommés moments moteurs ou (négatifs). Ils tendent à faire tourner le corps.

- Les moments agissent en sens Inverse, nommés moments stabilisateurs ou résistants

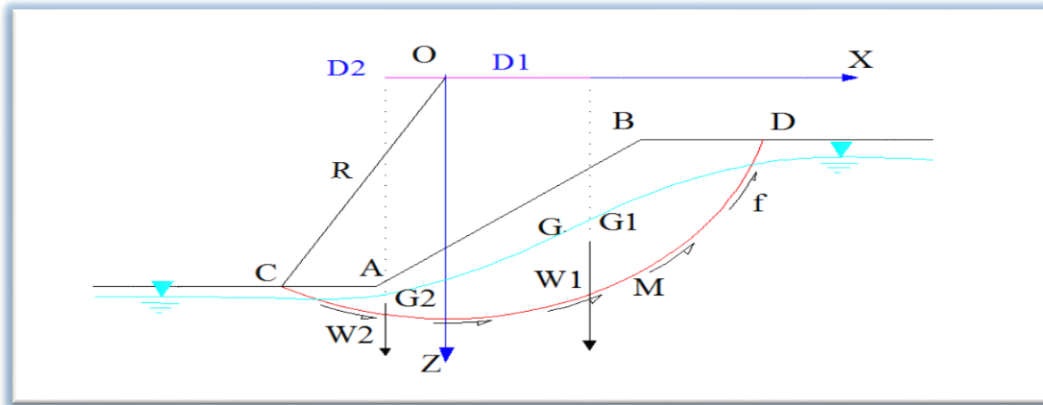


Fig. II-1.Principe de la méthode globale

Les forces qui donnent naissance à des moments positifs appartiennent à deux familles :

- Certaines forces extérieures appliquées au corps, elles jouent un rôle stabilisateur actif ;
- Les forces de résistance au cisaillement du terrain le long de la ligne de glissement ; elles jouent un rôle stabilisateur passif.

✚ Les forces actives

- Le poids W du corps (I) :

On suppose que (oz) l'axe vertical qui sépare le corps en deux parties avale et amont.

Donc la partie amont crée un moment négatif $(D1 * W1)$; $D1$ est le bras de levier de poids de la partie amont par rapport à O . elle joue un rôle moteur important dans le déclenchement de glissement.

La partie aval crée un moment positif $(D2 * W2)$. Elle forme une butée à la précédente.

On constate l'intérêt qu'il y a à protéger le pied d'un versant des terrassements.

- La force de courant Ru :

En premier lieu, il est indispensable d'avoir d'abord une bonne connaissance de mode d'écoulement de la nappe (tubes piézométriques en nombre suffisant) puis la représentation globale de l'écoulement.

Le calcul de Ru est effectué pour le volume V délimité d'une part par la surface piézométrique de la nappe, d'autre part par la surface de glissement présumée. Mais la connaissance de l'écoulement, et donc de i (le gradient hydraulique) est souvent modeste. Ceci conduit le calculateur à remplacer l'écoulement réel inconnu par un schéma arbitraire qui s'en rapproche. Ce mode de prise en compte n'est intéressant que lorsque l'écoulement est uniforme (i constant). C'est ainsi qu'on admit des lignes de courant parallèles entre elles et faisant un angle constant λ avec l'horizontale, dans ce cas ($i = \sin \lambda$), La résultante a la même orientation que les lignes de courant et il vaut :

- $Ru = \gamma_w \times \sin \lambda$

Pour comprendre l'importance du rôle joué par la pression de courant en tant que facteur d'instabilité, il est intéressant de comparer la valeur des moments créés d'une part par Ru , d'autre part par le poids

W agissant sur la même particule solide de volume V.

✚ Force élémentaire de courant agissant sur la particule :

- $d\mathbf{R}u = \gamma_{\omega} \times \mathbf{i} \times d\mathbf{V}$

✚ Poids immergé de la particule :

- $d\mathbf{W} = \gamma' \times d\mathbf{V}$

Le rapport des moments par rapport au centre O :

- $\frac{MdRu}{Md\omega} = \frac{\gamma \times \sin \lambda \times \sin(\theta + \lambda)}{\gamma \times \cos \theta}$

On constate que, le moment dû à la pression des courant est toujours négatif c'est à dire qu'il est moteur.

✚ Les forces de résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement en un point M du cercle de glissement CMD est donnée par la loi de coulomb. Ainsi pour un milieu cohérent et frottant, on peut décomposer la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement en deux parties :

➤ La résistance due au frottement.

➤ La résistance due à la cohésion.

- Résultante C des forces de cohésion est égale à $(c \times dl)$ Elle agit selon la tangente et en sens inverse de glissement. Si on admet que la valeur de c soit constante en tous les points de l'arc de glissement (ab) implique :

- $C = c \times ab = 2 \times c \times r \sin \theta$

Tel que : r : rayon de la courbe.

θ : le demi-angle de l'arc

Si c varie le long de la ligne de rupture, on fait l'étude à l'aide de méthode des tranches.

- Résultante de forces de frottement :

Le corps est supposé en équilibre limite, la contrainte de frottement \mathbf{f} qui agit sur un élément $d\mathbf{l}$ fait l'angle ϕ avec la normale de cercle de glissement.

On peut décomposer la valeur de \mathbf{f} en deux composantes : tangentielle \mathbf{T} et normale \mathbf{N} .

Tel que :

$$n = \sigma' \times dl$$

$$N = \int_a^b \sigma' \times dl$$

$$T = \int_a^b \sigma' \times \tan \phi \times dl = N \times \tan \phi$$

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de

sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (**Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez**).

II.4.1.1.1 Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement)

✚ Hypothèses :

- La ligne de glissement est supposée circulaire ;
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène ;
- À cette profondeur le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.
- La répartition des contraintes à la base et comprise entre une répartition uniforme, et une répartition sinusoïdale (Fig II.2.) le long de l'arc de glissement.

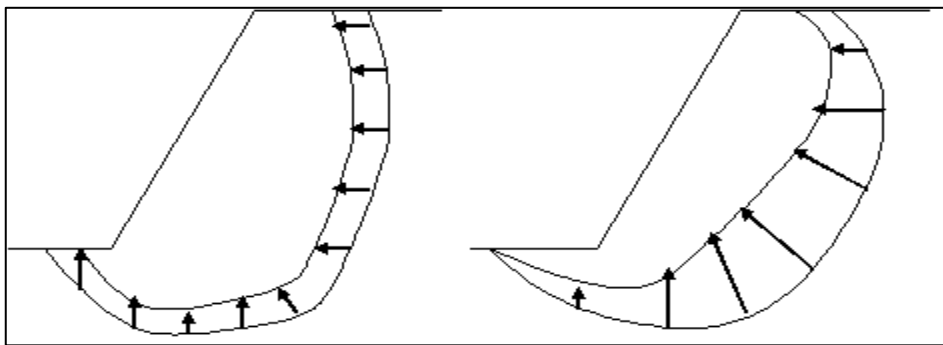


Fig. II-2. Répartition des contraintes

✚ Types de rupture

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et φ qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur h .

Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme par le pied b du talus.

On distingue deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou dessous du niveau du pied (Fig II.3).

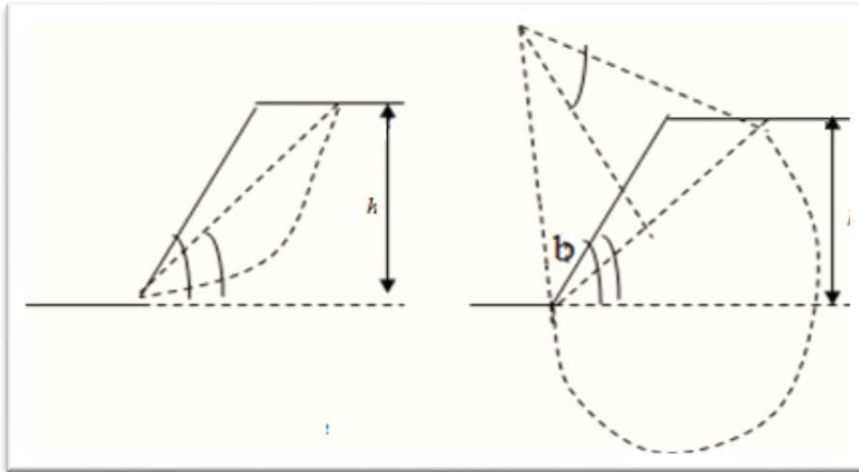


Fig. II-3. Les deux cas de cercle du glissement

Toutefois, si la base est résistante et située à peu de distance au-dessous de **b** le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangente à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (Fig II.4).

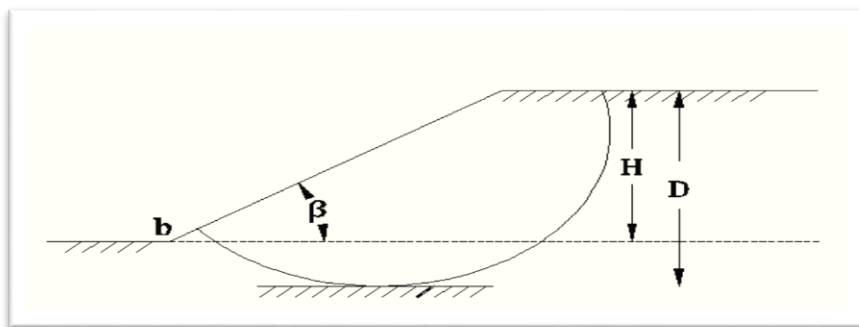


Fig. II-4. Cercle de flanc de talus

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point **m** milieu du talus (Fig.II.5). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistante.

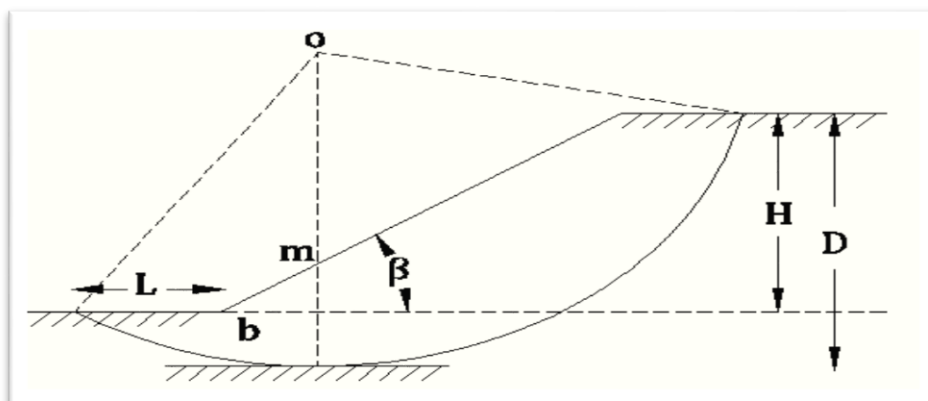


Fig. II-5. Cercle à mi-pente

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, dont la signification apparaît sur les figures II.3-II.4-II.5 ci-dessus.

Ce sont, outre β et H il y a lieu d'ajouter ϑ , α , $D = n_D H$ et $L = n_L H$.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans différents cas de figures. On présente ci-dessous les résultats de ces calculs mis forme d'abaques.

a) Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent à frottement interne ($\varphi = 0$)

Si le C est connu, la hauteur critique H_c du talus de pente β est donnée par l'équation :

$$H_c = N_s \frac{C}{\gamma}$$

Dans cette équation, N_s est grandeur sans dimension d'après la Fig II.6.

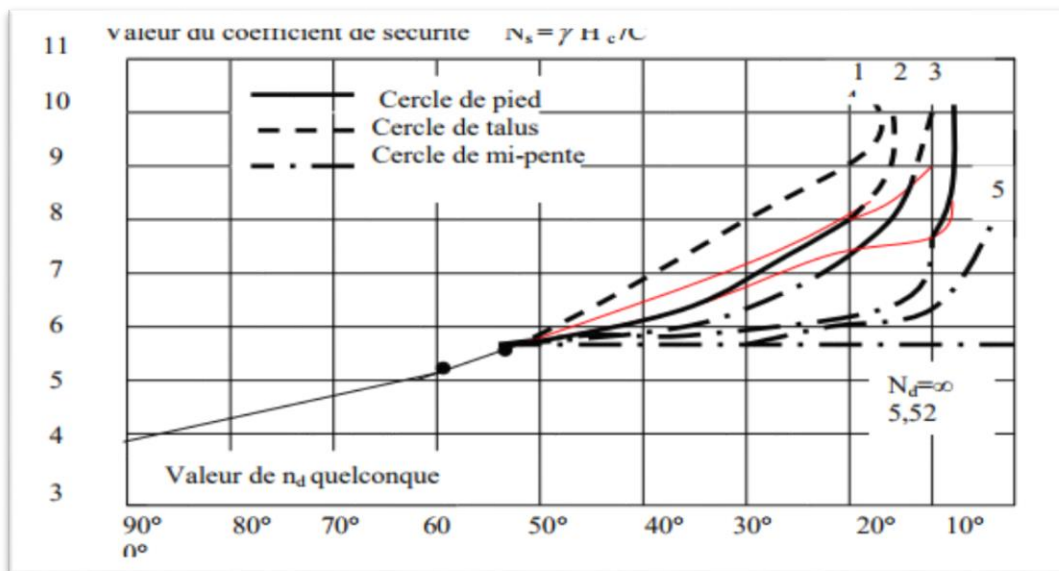


Fig. II-6. Abaque de Taylor 1966

- 1 $\equiv n_d = 1$
- 2 $\equiv n_d = 1,2$
- 3 $\equiv n_d = 1,5$
- 4 $\equiv n_d = 2$
- 5 $\equiv n_d = 4$

Tous les talus dont la pente β est supérieure à 53° donnent lieu à des glissements suivant un cercle de pied de talus.

Si β est inférieur à 53° le mode de glissement dépend de la valeur du coefficient n_d :

- Si $n_d = 1$ le glissement se produit le long d'un cercle de flanc de talus.
- Si $n_d > 4$ le talus glisse suivant un cercle à mi-pente.

- Si $1 < n_d < 4$ il y a lieu de distinguer :

Le glissement a lieu suivant un cercle de flanc de talus si le point figuratif correspond aux valeurs de n_d et de β est situé au-dessus de la zone rouge

- Si le point figuratif tombe dans la zone rouge le glissement se produit le long d'un cercle de pied.
- Si le point est situé sous la zone rouge le glissement a lieu suivant un cercle à mi-pente tangent à la base résistante.
- Si l'angle β et le coefficient de profondeur n_d sont donnés, on peut obtenir sans calculs la valeur du coefficient N_s à partir de la Fig II.6 la valeur de N_s détermine la hauteur critique du talus.
- Si le glissement se produit suivant un cercle de pied, on peut situer le centre du cercle on portant ϑ , α comme le montre la Fig II.3, les valeurs de ϑ , α pour les différents angles sont fournies par la Fig II.7.
- Si le glissement se produit suivant un cercle à mi-pente tangent à la base résistante, la position du cercle critique est déterminée par la distance horizontale $L = n_L H$ en fonction de diverses valeurs de n_D et de β au moyen de l'abaque de la Fig II.08.

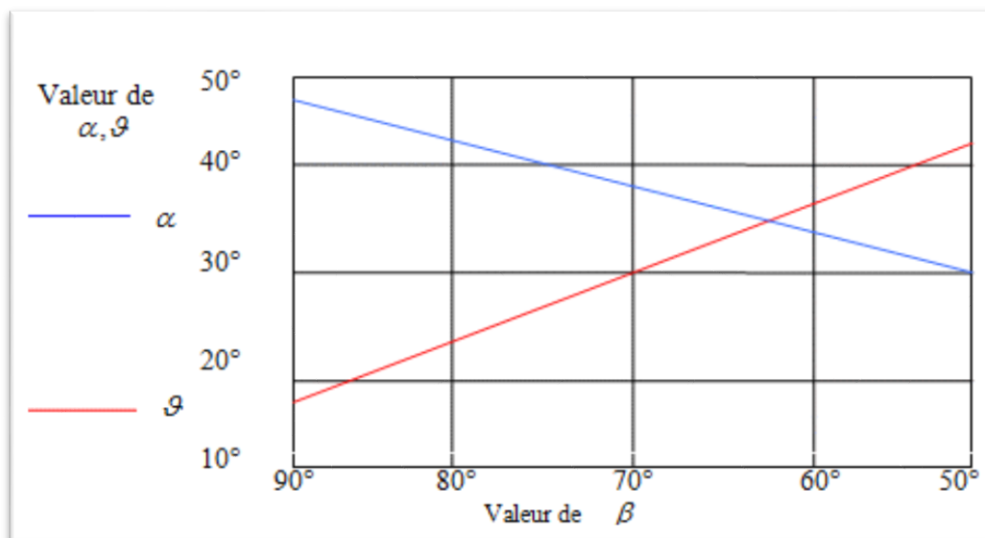


Fig. II-7. Relation entre l'angle du talus β et les paramètres permettant de déterminer la position du cercle de pied critique quand β est supérieur à 53° (Taylor 1966).

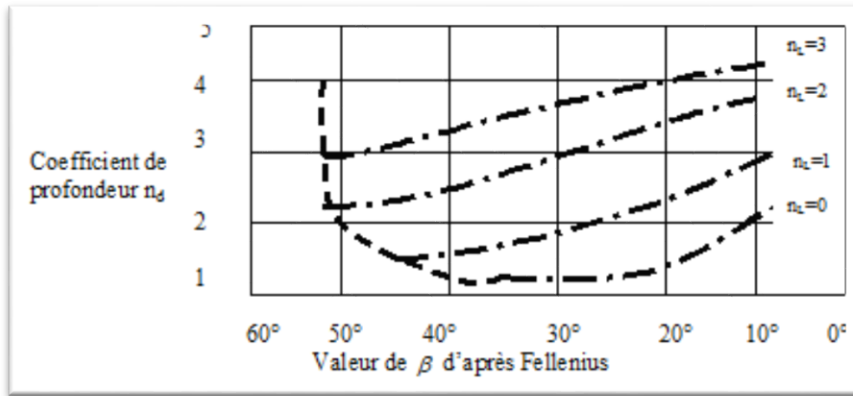


Fig. II-8. Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_d pour différentes Valeurs de n_L . (taylor 1966)

b) Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne ($\phi \neq 0$)

Pour une valeur donnée de ϕ , la hauteur critique d'un talus qui glisse suivant un cercle de pied est fournie par l'équation suivante :

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$$

N_s dépend non seulement de β mais aussi de ϕ . La Fig II-9 monte la relation entre β et N_s pour différentes valeurs de ϕ . pour une valeur déterminée de l'angle β du talus, N_s augmente d'abord lentement, puis de plus en plus vite, pour des valeurs croissantes de ϕ lorsque $\phi = \beta$, N_s devient infini. Tous les points situés sur les courbes représentées dans la **Fig II.09** correspondent à des glissements suivant des cercles de pied, car la théorie montre que la possibilité d'un glissement ne saurait existe à moins que la valeur de n soit inférieure à 3° ceci permet d'affirmer que, lorsqu'un glissement par la base bien caractérisé s'est produit en place dans un sol suffisamment homogène, la valeur de ϕ était très voisine de 0 au moment de glissement

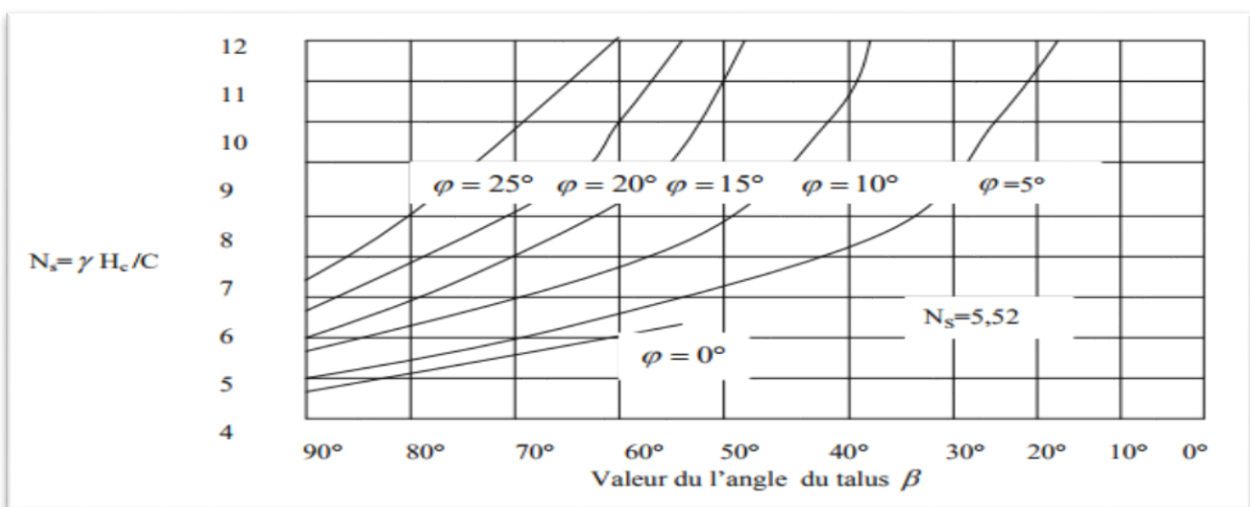


Fig. II-9. Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour différentes Valeurs de ϕ (taylor 1966).

II.4.1.2 Méthode de tranche

Le terrain est rarement homogène et isotrope, et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée, on utilise alors souvent les méthodes dites de tranche, Cette méthode de calcul imaginée par « Petterson » a subi de nombreuses adaptations, elle consiste à diviser volume instable en un certain nombre de tranches vertical (Fig II.10) et à écrire que chaque tranche considérée comme un solide indépendant, et en équilibre limite, sur la ligne de rupture sous l'action des forces et moments.

En général, les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes par tranches (Serma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant un bilan des forces :

1- Son poids $W_i = \gamma_i h_i dx$

2- Les efforts interbranches, qui se divisent en efforts verticaux (V et $V + dV$) et horizontaux (H et $H + dH$).

3- La résistance au cisaillement se décompose en :

✚ Une composante normale : $N_i = \sigma_i l_i$ et $l_i = \frac{dx}{\cos \alpha_i}$

✚ Une composante tangentielle : $T_i = \tau_i l_i$

D'où : $T_i = \frac{T_{max}}{F} = \frac{c l_i + N_i \tan \phi_i}{F}$

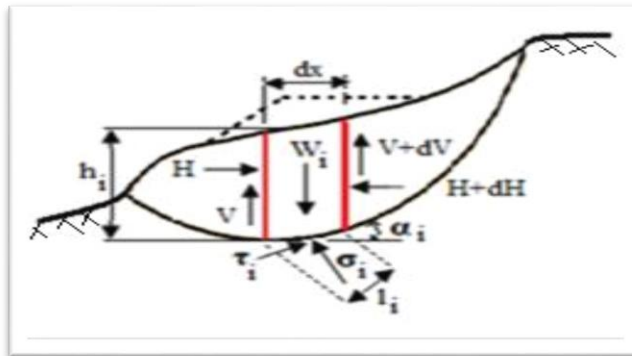


Fig. II-10. Calcul par méthode des tranches

a) Méthode De Fellenius 1927

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

✚ $H_i = V_i = 0$ (Fig II.11)

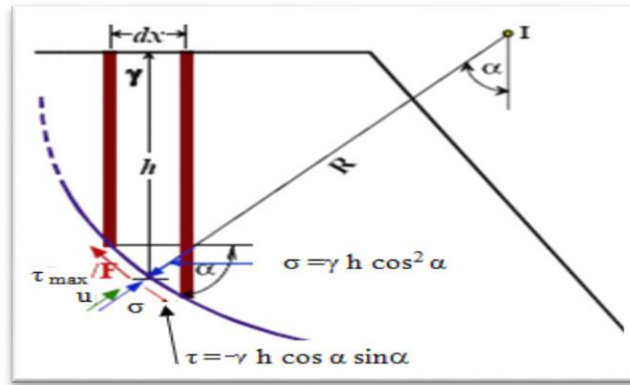


Fig. II-11. Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIOUS)

$$\sigma = \gamma * h * \cos^2 \alpha$$

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

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

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

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \tan \varphi' + c'$$

$$\text{Soit : } \frac{[(\sigma h \cdot \cos^2 \alpha) - u] \cdot \tan \varphi' + c'}{F} = -\gamma h \cdot \cos \alpha \sin \alpha$$

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

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

$$\sum_1^n \left[\frac{[(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \cdot \tan \varphi'_i + c'_i}{F} \cdot ds_i \right] R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot ds_i] R$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \cdot \tan \varphi'_i + C'_i \cdot ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i] \cdot ds_i}$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i h_i \cdot dx_i \quad \text{avec } dx_i = ds_i \cdot \cos \alpha_i$$

D'où $W_i =$ et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n \left(W_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \tan \varphi'_i + \frac{C'_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i}$$

b) Méthode De bishop

Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{(\sum_{i=1}^n ci li + \sum_{i=1}^n wi \tan \phi i) / \sum_{i=1}^n m\alpha}{\sum_{i=1}^n wi \sin \alpha i}$$

Avec: $m\alpha = \cos \alpha i \left(1 + \frac{\tan \alpha i \tan \phi i}{F}\right)$

La valeur de F_s est calculée par itération successive. La première itération est faite en adoptant, comme valeur de coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

Ces calculs prennent beaucoup de temps à la main, mais s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont relativement réduits.

c) Méthode de Spencer

Celle-ci considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \text{tg} \theta_i = \lambda$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ , doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale.

La fig (II.12) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

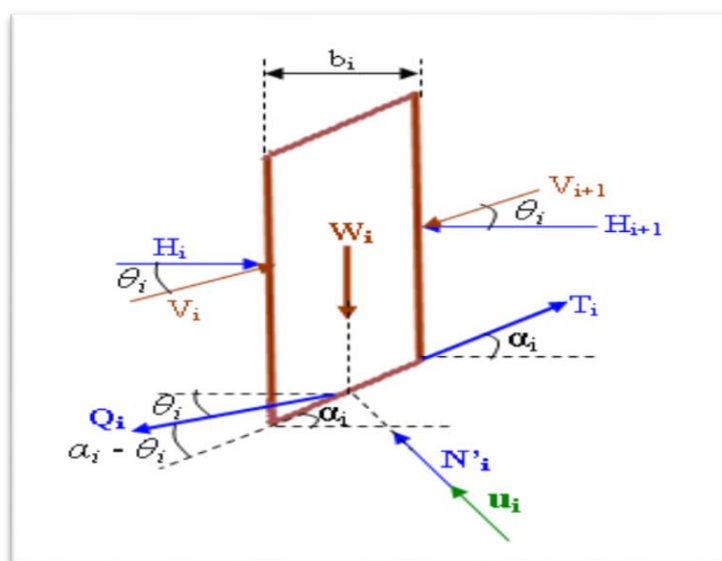


Fig. II-12. Equilibre d'une tranche de sol (Spencer).

Q_i représente la résultante des efforts intertranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \beta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N_i' + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

Remplaçant T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

Soit :

$$C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \text{tg} \varphi_i - F \cdot Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F \cdot W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N_i' + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En éliminant N_i' entre ces deux expressions on peut calculer Q :

$$Q = \frac{\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \text{tg}(\alpha_i - \theta_i) \right]}$$

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts intertranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\left. \begin{aligned} \sum Q_i \cos \theta_i &= 0 \\ \sum Q_i \sin \theta_i &= 0 \end{aligned} \right\}$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces intertranches par rapport à ce centre doit être nulle également.

Ce qui donne :

$$\sum Q_i R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc $R =$ une constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (16 et 17).

« Spencer » considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est à dire $\theta = Cte$ l'équation (16) se réduit à :

$$\sum Q_i = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
- 2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments. Le coefficient F calculé pour $\theta = 0$ et qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0}
- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. L'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (2-15) pour calculer Q . Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux – mêmes.
- 5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts intertranches, qui seront alors reportés sur la section du talus.

d) Méthode de Jambu

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée. Jambu suppose la ligne d'action des forces intertranches située au tiers de la hauteur des tranches comme illustré sur la figure II.13.

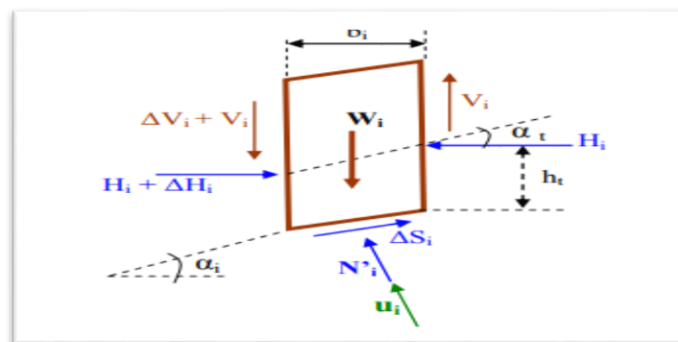


Fig. II-13.Équilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Avec :

$$s_i = \frac{C_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u \right) \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les conditions d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i = (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}$$

$$V_i = -H_i \operatorname{tg} \alpha_i + h_i \frac{\Delta H_i}{b_i}$$

Dans les quelles :

ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives

ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côtés de deux tranches successives

α_i, h_i : définissent la direction et la position de la ligne de poussée

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle d'un seul côté.

L'utilisation des équations (20) tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches. La méthode de Jambu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

e) La méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure. (1985). C'est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture, ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et τ le long de la surface de rupture.

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α .

$$N_i = W_i \cdot \cos \alpha_i (1 + \mu^2 \operatorname{tg} \alpha_i)$$

α_i : angle de la facette de rupture avec l'horizontale

W_i : poids de tranche i

N_i : effort à la base de tranche i

Equation de la statique

Equilibre vertical :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + C_i F_i b_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i + N_i \tan \phi_i F \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0$$

Equilibre horizontale :

$$(H_i - H_{i+1}) + C_i F_i b_i \cos \alpha_i + N_i \tan \phi_i F \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0$$

Moment par rapport à l'origine des axes

D'où la formulation de Fs

$$F = \frac{\sum \left(N_i \tan \phi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) ((x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i)}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i (x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i}$$

Remarques sur la méthode des perturbations :

- 1) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- 2) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- 3) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement")

f) Morgenstern et Price

Ont proposé rapport de la composante horizontale E et la composante verticale X des forces inter-tranches est donné avec la formule suivante :

$$X(x) = \lambda \cdot f(x) \cdot E(x)$$

g) Jaulin et al

Ils ont proposé deux méthodes satisfaisant les équations de l'équilibre, avec une hypothèse porte sur la répartition des contraintes le long de la ligne de rupture, et que ces contraintes soient régulières et acceptables.

II.4.2 Les calculs en contraintes-déformations (Les méthodes des éléments finis)

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain. Si les terrains sont très

déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Les calculs à la rupture ne permettent pas non plus d'évaluer les déformations ; ils ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain.

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture. Ils s'appuient essentiellement sur la méthode de calcul par éléments finis incorporant les modèles de comportement plus réalistes des géomatériaux. Elle est permise d'analyser le comportement des terrains, des structures et d'estimer les déformations prévisibles et leur incidence sur les structures existantes. Son application à des problèmes non linéaires, dont le plus important pour les sols est l'élasto-plasticité, représente sans aucun doute un avantage certain sur les méthodes usuelles de charge limite de fondation ou de stabilité des pentes. Ainsi, on peut pour les problèmes élasto-plastiques suivre les déformations, les contraintes et les zones plastiques durant le processus de chargement, alors que les méthodes classiques supposent que le matériau a un comportement rigide-plastique, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de déformations avant la rupture plastique.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, à cause de leur nature répétitive, elle s'adapte parfaitement à la programmation numérique. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

Les avantages de cette méthode :

- ✚ Aucune hypothèse sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture.
- ✚ Il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche.
- ✚ Les résultats peuvent donner des informations sur les déformations développées par les contraintes.

II.5 Choix de la méthode de calcul

Les problèmes d'instabilité des versants vis-à-vis au glissement sont traités généralement soit par les méthodes d'équilibres limites basé sur un calcul à la rupture au bien par les calculs en contrainte déformation utilisé la méthode des éléments finie.

Les méthodes d'équilibres limites sont les méthodes couramment utilisées. Ces méthodes, elle, ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses est pourtant les résultats différent vraiment peut. Le degré de précision dépend principalement du cas examiné et de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simplifie peuvent ne pas être différent de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs : (Fredlund et Krahn, (1977), Duncan.J.M. et al (1982) montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime F_s et donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant, la portée de cette sous-estimation peut être

si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».

Les différences obtenues vont conduire en général à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologiques importantes.

Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Junbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.

L'hypothèse d'une surface de rupture cylindrique demeure valable pour les sols homogènes ou présentant de faibles hétérogénéités. Ce qui n'est pas le cas pour les sols à stratification très distincte. Utilisant le calcul à la rupture, la loi de comportement du sol est donc rigide plastique.

Les déformations, le long de la courbe de rupture, n'interviennent pas dans les calculs.

Les caractéristiques de résistances au cisaillement c et ϕ sont fixées, au départ et restent invariables alors que l'on sait, maintenant, que la plastification d'éléments induit une variation dans les valeurs de ces paramètres dont l'influence sur la stabilité des pentes est importante.

La rupture simultanée, en tout point de la surface de rupture, est une autre hypothèse fort discutable. En effet, la rupture se manifeste, souvent, comme on le verra plus loin, par la propagation de zones plastiques.

Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture, alors qu'en réalité, on observe, toujours, une variation de ce coefficient, notamment, pour les matériaux présentant une diminution de la résistance post-pic trop marquée (Argiles raides) comme l'ont montré Duncan J.M., Wright S.G. (1982) utilisant la méthode des éléments finis.

Enfin, l'utilisation de la méthode des éléments finis est certainement l'approche la plus complète pour les études pratiques de pente qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini. La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements, mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain.

En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons retenu que les problèmes d'instabilité des versants vis-à-vis au glissement est traité généralement soit par les méthodes d'équilibres limites basé sur un calcul à la rupture ou bien par des calculs en contrainte déformation basée sur la méthode des éléments finie, ses méthodes malgré leurs différences dans les modes de calcul, elles convergent a déterminé un coefficient de sécurité F_s selon lequel notre versant est considéré stable ou compromise et la mise des techniques et moyennes de confortement devient indispensable, voire obligatoire.

Chapitre III : Techniques et Moyennes de Confortement

III.1 Introduction

Les désordres consécutifs au phénomène de glissement de terrain, aux constructions représentent un impact financier élevé pour de nombreux propriétaires et pour la collectivité. Face à un problème de stabilité de talus, la solution est habituellement en fonction de sa taille et sa hauteur critique, ou en fonction de la charge limite appliquée sur une de ses parties. S'il n'y a aucun chargement extérieur, l'effondrement peut-être provoquer par le poids propre au sol lui-même.

Deux possibilités se présentent face à un problème de stabilité : éviter ou arrêter le mouvement.

La première solution consiste à s'affranchir des mouvements du glissement sans les empêcher, ceci peut se faire de plusieurs façons.

La deuxième solution, la plus couramment employée, consiste à stabiliser le versant par l'emploi de diverses techniques et moyennes que ce chapitre se propose de présenter.

III.2 Techniques et moyennes de stabilisation des glissements de terrain

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

L'analyse des paramètres techniques du site.

La connaissance des techniques de stabilisation.

Les impératifs technico-économiques

Dans le cas de stabilisation d'un glissement, l'ingénieur a trois grands types d'action :

- ✚ **Remodelage de la pente** (travaux de terrassement) pour chercher à rééquilibrer les talus ou pentes
- ✚ **Drainage pour éliminer tout ou partie de l'eau**
- ✚ **Renforcement par la mise en place des dispositifs** permet de reprendre à travers les structures de ces dispositifs, une partie des efforts déstabilisateurs.

III.2.1 Remodelage de la pente (terrassements) :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied)
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).

Il existe d'autres méthodes comme : imperméabilisation, végétation, modification des caractéristiques des sols, etc.

III.2.1.1 Butée de pied :

Ce procédé consiste à venir charger le pied de versant par couche de sol (banquette) qui constitue en général un matériau drainant pour la constitution du remblai de pied (Fig. III-1). C'est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations en place sous la surface de rupture. La réalisation se fait par plots pour éviter une suppression totale des forces résistantes. Le dimensionnement doit justifier de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui conditionne les dimensions de l'ouvrage. La stabilité au grand glissement tient compte des risques de reprise des mouvements en amont et en aval. On utilise en général un matériau drainant pour la constitution du remblai de pied.

On ne dimensionnera pas ce remblai de pied par l'étude d'une seule courbe de rupture, celle la plus défavorable sans remblai de pied, car la présence de ce remblai déplace, comme dans beaucoup de solutions confortatives, la courbe de rupture la plus probable.

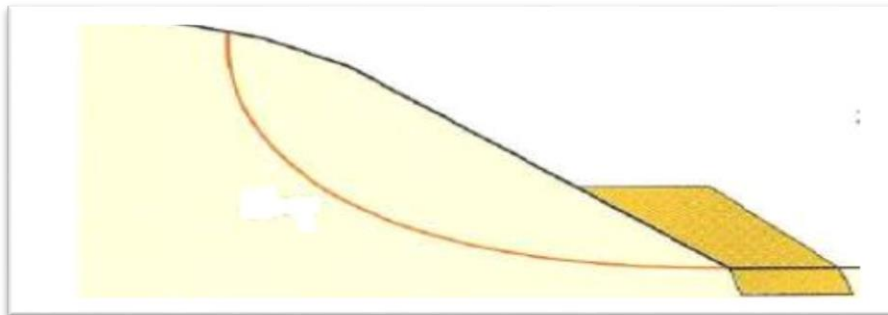


Fig. III-1. La butée de pied

III.2.1.2 Allègement en tête :

Ce procédé consiste à venir terrasser dans la partie supérieure du glissement pour diminuer le poids moteur. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée (Fig.III-2) en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (compostyrène, nida-plaste, etc.). L'allègement en tête peut aussi être obtenu par raidissement de la pente en employant un matériau de même poids, mais de caractéristiques plus fortes comme le taxol.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme

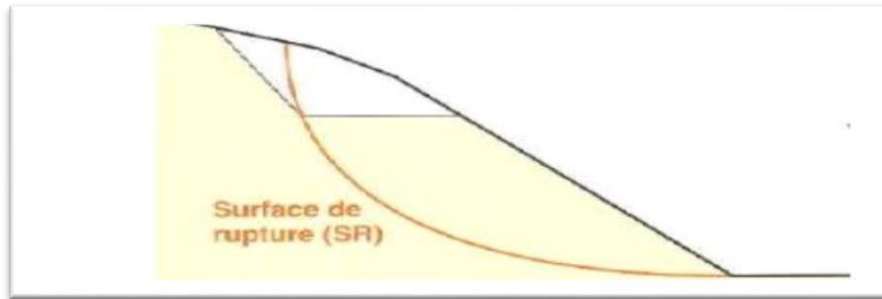


Fig. III-2.Allègement en tête

III.2.1.3 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé (Fig.III.3). Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste.

On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable ($F = 1,5$). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible.

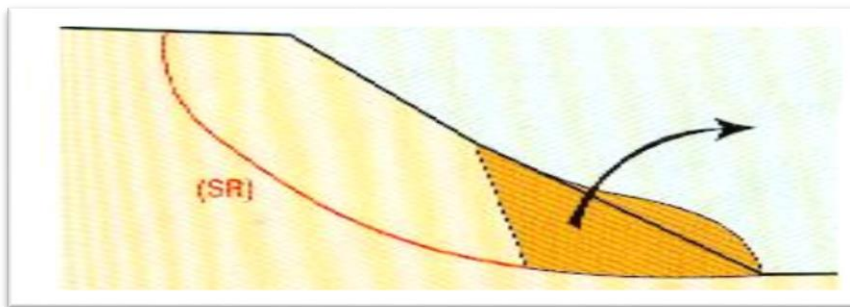


Fig. III-3.Purge d'une pente

III.2.1.4 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne (Fig.III.4). Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais.

L'exécution de risbermes présente les avantages d'améliorer la stabilité et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. Cependant, l'adoucissement de la pente est en général mal adapté aux versants naturels instables, car il met en jeu des volumes très importants où est rendu impossible par les constructions déjà présentes sur la pente.

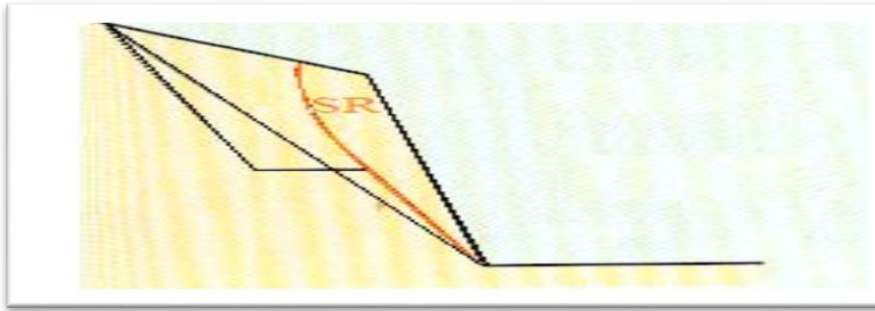


Fig. III-4.Reprofilage

III.2.1.5 Substitutions totale des matériaux glisses

Cette technique consiste à purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial et d'assurer, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prend un certain nombre de précautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés.
- Excaver plus profondément la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale.
- Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; une purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction.
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire.
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

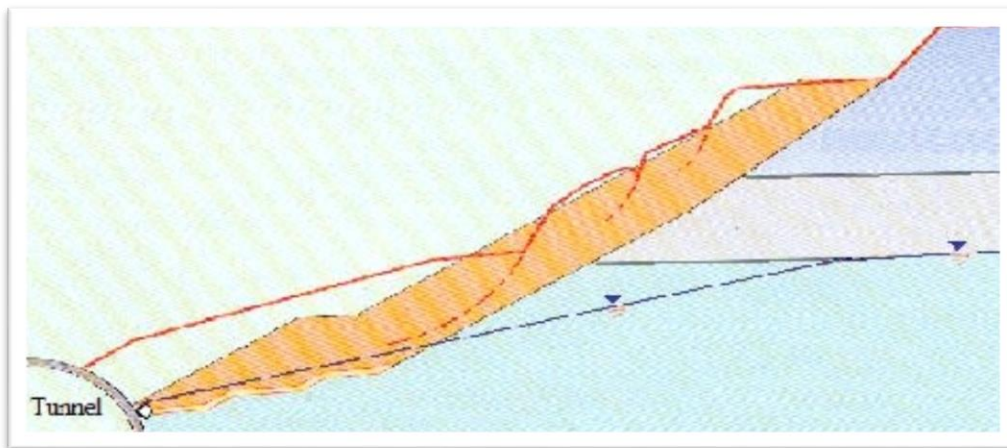


Fig. III-5. Substitution totale

III.2.1.6 Substitutions partielle des matériaux glisses

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Ils permettent de reporter les charges sur le substratum.

a) Bèche

Une bèche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur, remblayée par des matériaux frottants et drainants.

Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum), et permet aussi de transmettre la surcharge du remblai au substratum, et si un exutoire peut être trouvé, elle peut constituer un drainage à l'aval du glissement.

L'ancrage de la bèche ne doit pas être inférieur à 1 m. Les dimensions courantes d'une bèche sont : De 4 à 10 m de largeur et 2 à 5 m de profondeur.

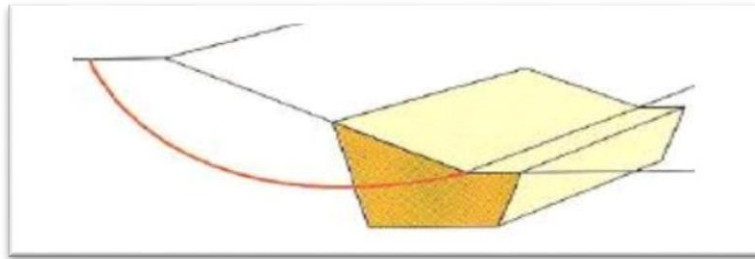


Fig. III-6. Schéma d'une bèche

b) Contreforts

On appelle contrefort, une bèche discontinue. Les contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes. Elles-mêmes reliées vers un exutoire. Les dimensions d'un ensemble de contreforts doivent être optimisées sur la base d'un calcul de stabilité le long de la surface de glissement existante.

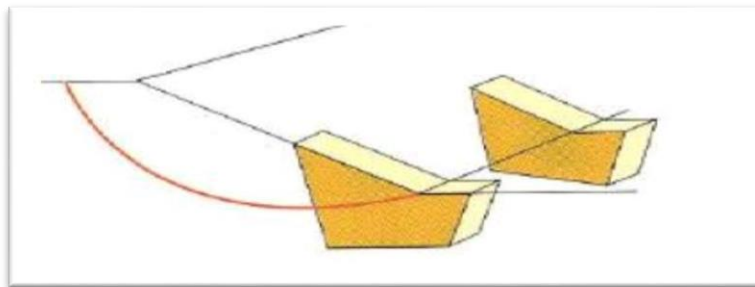


Fig. III-7. Schéma de contreforts (bèche discontinue)

III.2.1.7 Végétation de la pente

La végétalisation des talus est recommandée, car elle maintient le sol de surface en place et elle évite le ravinement. Si la végétation de la pente est arbustive, des études ont montré que les racines des arbres confèrent au sol une certaine cohésion de surface, mais facilite les infiltrations. La végétation a aussi un rôle hydrique important en favorisant l'évapotranspiration et toute molécule d'eau conduite hors de la pente favorise la stabilité.

III.2.1.8 Imperméabilisation de la pente

Ce procédé consiste à revêtement la surface de la pente afin de limiter l'infiltration d'eau pluviale à l'intérieur du massif de sol. Ce procédé est favorable à sa stabilité, mais l'absence d'alimentation par le haut n'est pas suffisante si une alimentation en eau provient de l'intérieur du massif. Il permet bien souvent d'éviter le ravinement.

III.2.1.9 Modification des caractéristiques des sols

Ce procédé consiste à venir améliorer la qualité du sol. Un sol de caractéristiques améliorées sera plus stable, le cisaillement disponible étant plus élevé.

De nombreuses techniques existent pour augmenter par zones ou dans la masse totale les valeurs des paramètres de la résistance au cisaillement (C' et ϕ'). On distingue :

Jet-grouting :

La technique du jet grouting consiste à mélanger, sous une lance à très forte pression, le sol avec un additif comme du ciment ou la chaux. Un effet de prise produit un matériau plus résistant.

Texsol :

Mélange de sable et de fil, mis en place avec une machine spéciale, donne un matériau présentant une bonne cohésion, ce qui permet de raidir fortement la pente.



III.3 Dispositifs de drainage

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisateur sur les sols et les masses rocheuses avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. Par conséquent, et bien qu'elles soient plus délicates à dimensionner et à mettre en œuvre que les techniques de terrassement, le géotechnicien doit étudier des solutions visant à réduire l'action de l'eau. Le drainage vise à réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et donc à augmenter la résistance au cisaillement du sol.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options de base :

- Eviter l'alimentation en eau de site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

On distingue les dispositifs de drainage suivants :

-  Drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux.
-  Systèmes drainants par excavation :
 - Tranchées drainantes
 - Masques et éperons drainants
 - Ecrans drainants

- Galeries et autres ouvrages profonds (puits drainante)
- ✚ Systèmes drainants par forage :
 - Drains subhorizontaux
 - Drains verticaux

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

III.3.1 Drainage de surface

Le drainage de surface n'est rien d'autre que l'assainissement qui consiste la mise en œuvre des moyens adaptés pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement et/ou de la zone sensible. Le drainage de surface est le moyen actif pour limiter le ruissellement et les infiltrations d'eau dans le massif.

Les ouvrages de collecte des eaux de surface sont principalement les cunettes, les fossés et les caniveaux. Leur dimensionnement relève de l'hydraulique de surface et leur implantation dépend des conditions géométriques du site. Ce sont des ouvrages fragiles et leur implantation doit se faire dans les zones de très faibles déformations.



Fig. III-8. Exemple Drainage de surface

III.3.2 Systèmes drainants par excavation

a) Tranchées drainantes

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

Les tranchées drainantes (Fig.III-09) sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements. Elles ont une profondeur de 4 à 6 m et une largeur d'environ un mètre (0,80 à 1,20 m). Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10°), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme.

Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube est recouvert par un corps drainant (graviers et des sables lavés).

Pour le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux linges de niveau) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranchée.

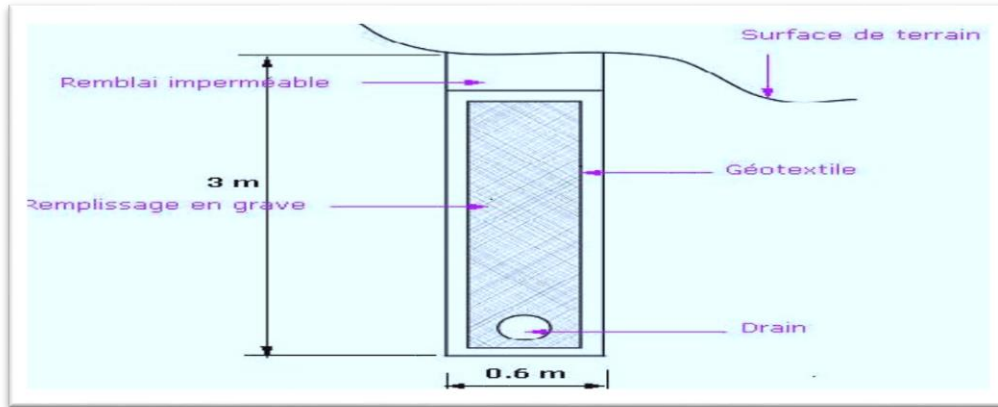


Fig. III-9. Coupe d'une tranchée drainante

b) Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus, s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériaux drainant régulièrement espacés.



Fig. III-10. Réalisation d'un masque drainante

c) Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques des drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisés pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainant sans être limités en profondeur.

Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage.

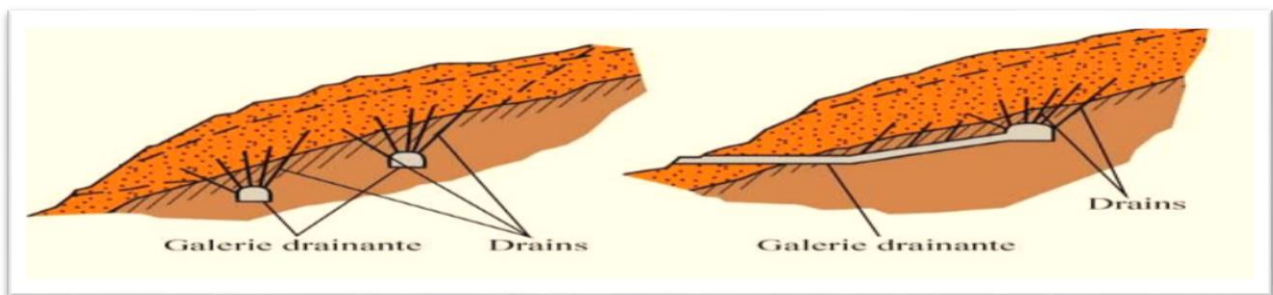


Fig. III-11. Galerie drainante

III.3.3 Systèmes drainants par forage

a) Drains subhorizontaux

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente par rapport à l'horizontale (2 à 5°) et à placer des tubes crépines, ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissements et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

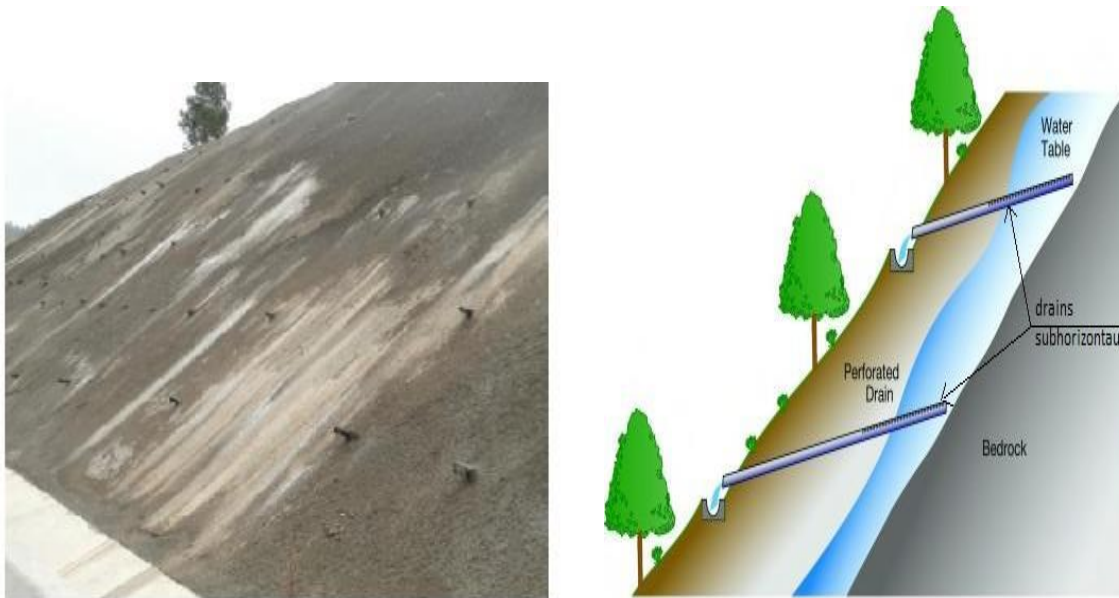


Fig. III-12. Exemple de drains subhorizontaux

III.4 Introduction d'éléments résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements, mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- Ouvrages de soutènement ;
- Tirants d'ancrage (murs ancrés) ;
- Clous (paroi cloué) ;
- Pieux ;
- Nappes de géosynthétique.

III.4.1 Ouvrage de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions (ouvrages géotechniques) destinées à soutenir une masse de sol et à assurer sa stabilité, ainsi que celle d'une éventuelle structure sous-jacente à ce sol.

Il peut retenir soit des remblais construits sur place (structure de remblai), soit le terrain en place excavé (ouvrage de soutènement en déblai).

Les ouvrages de soutènement sont largement rencontrés en génie civil avec des formes, dimensions et matériau très variées. Ils peuvent être classés en deux catégories fondamentales :

- **Murs de soutènement** : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation.

C'est le cas des murs cantilevers en béton armé, murs-poids et murs cellulaires, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres) ou formés d'éléments spéciaux (murs Peller, gabions métalliques).

- **Ecrans de soutènement** : qui sont composés seulement d'une paroi résistante. C'est le cas des rideaux de palplanches, parois moulées en béton armé et murs en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.



Fig. III-13. Différents types des ouvrages de soutènements

III.4.2 Tirants d'ancrage actifs

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 réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

Les ancrages sont efficaces dans :

- ✚ Des terrains naturellement cohésifs (argiles et silts à basse plasticité et donc peu déformables).
- ✚ Des terrains naturellement cimentés ou des sables et des graviers présentant une cohésion réelle (due à la fraction fine) ou apparente (fournie par l'humidité).
- ✚ Des roches disloquées.
- ✚ Des terrains situés au-dessus de roches de mauvaise qualité.

L'utilisation des ancrages n'est pas recommandée pour les interventions qui concernent la stabilisation des terrains meubles présentant un comportement cohésif.

Technique réservée aux sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé. Elle est mal adaptée à la configuration des glissements de versants naturels lorsqu'elle est associée à des rideaux

(palplanches, parois moulé) à cause des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques.



Fig. III-14. Exemple de tirants d'ancrage actif

III.4.3 Le clouage

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées subhorizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements. Deux types de clouage existent :

Le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement ;

Le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension, alors la mise en tension est censé de supprimer tout déplacement lors du creusement.

La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, en renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

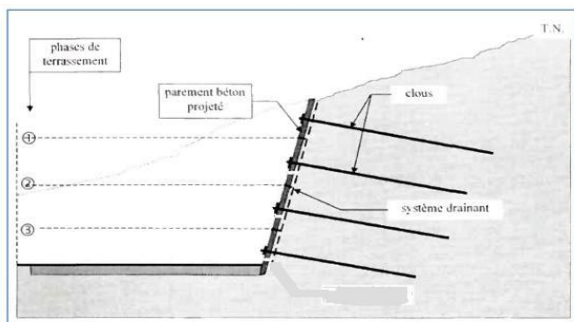


Fig. III-15. Stabilisation par Clouage

III.4.4 Pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable toute en recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 % (fig.III-16).

Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu :

- La résistance à la flexion et au cisaillement du pieu ;
- La pression maximale que le pieu peut imposer latéralement.

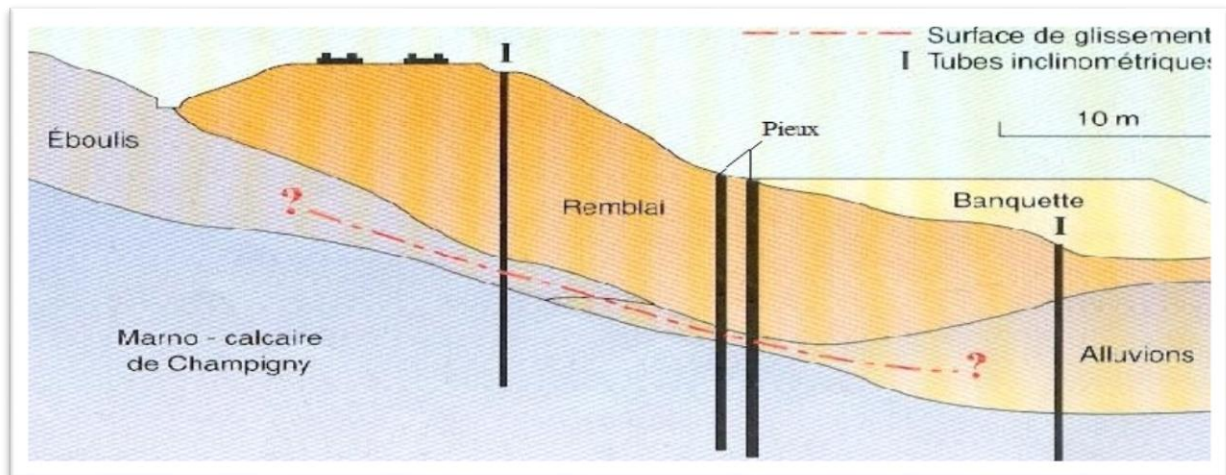


Fig. III-16. Clouage de pieux

III.4.5 Nappes de géosynthétique :

Les géosynthétiques ont connu un essor considérable dans les domaines de la géotechnique et du génie civil durant ces trente dernières années. De nos jours, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître.

Un géosynthétique est un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène, par exemple) ou naturel, il se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géosynthétiques sont généralement répartis en deux grandes familles :

- Les géotextiles et produits apparentés aux géotextiles qui sont des produits perméables.
- Les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques qui sont essentiellement imperméables.

III.4.5.1 Les géotextiles :

Un géotextile est défini par la norme NF EN.ISO.10318 comme une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. (Fig.III.17).



Fig. III-17. Échantillons de géotextiles

Il existe aussi des produits apparentés aux géotextiles conçus pour assurer l'une au moins des fonctions élémentaires des géotextiles. Parmi ces produits, citons les géogrilles, géocellules, géocomposites, géonaturels (constitués de fibres naturelles) notamment utilisés en renforcement, drainage, protection des berges, et lutte anti-érosion.



Fig. III-18. Exemple de géogrille



Fig. III-19. Quelques exemples de géocomposites

III.4.5.2 Les géomembranes :

Une géomembrane est définie par la norme NF P84-500[3] comme un produit manufacturé adapté au génie civil, se présentant sous la forme de lés, d'une largeur minimale de 1,50 m mince, souple, continue et étanche aux fluides à la sortie de la chaîne de fabrication, elle présente une épaisseur effective de 1 mm minimum sur toute la surface du lé. Elle est soudable en continu, quelles que soient les faces des lés en contact, par soudure thermique, par vulcanisation ou par bandes adhésives autocollantes selon la nature du produit.



Fig. III-20. Échantillons de géomembranes

III.4.6 Fonctions des géotextiles et produits apparentés :

Les géotextiles et produits apparentés peuvent remplir, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil où ils sont utilisés, différentes fonctions, à savoir :

1. La séparation

Le géotextile (fig.III-17), lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

2. La filtration

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage.

Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile.

3. Le drainage

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On

assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol.

4. Le renforcement

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture.

L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre-vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous-chaussée ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.

5. La protection

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection.

6. La lutte contre l'érosion

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection. La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation. Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, ...) et concerne :

- Les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;
- Les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;
- Les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne ;
- Les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.

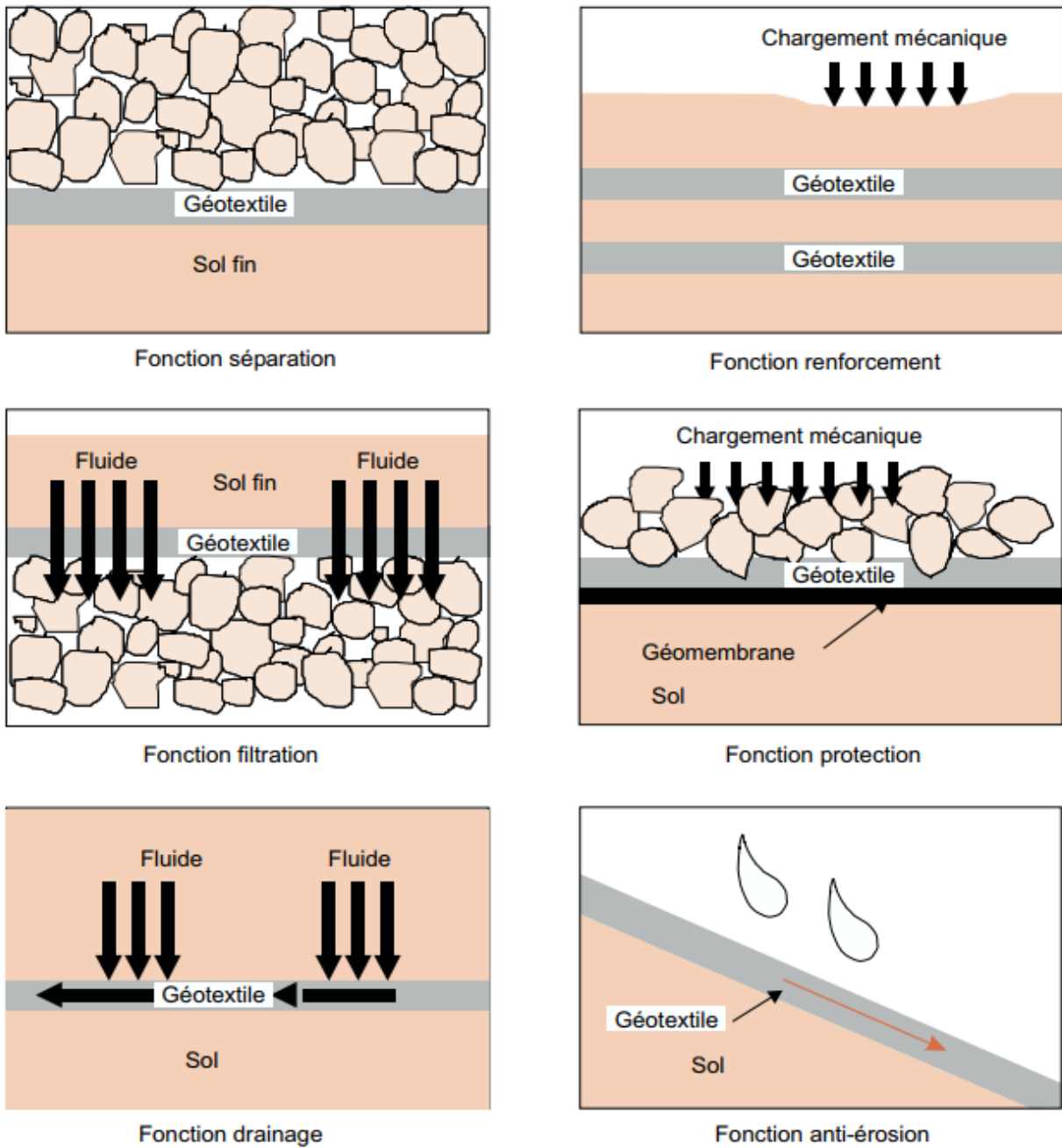


Fig. III-21. Principales fonctions des géotextiles et produits apparenté

III.5 Conclusion

Le choix du confortement comme système de parade s'avère indispensable pour remédier l'instabilité des talus. Les techniques de confortement sont diverses et nécessitent, un développement afin d'identifier les principales méthodes utilisées, ainsi que leurs limites, chaque solution dépend de leur efficacité et ainsi que les contraintes d'accessibilité sur site, et le côté économique.

Pour la stabilisation des talus, une première approche se définit par l'utilisation des méthodes naturelles (travaux de terrassement et drainage) qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Si les délais de stabilisation sont réduits, l'utilisation d'une approche dure s'impose comme une solution pertinente. Celle-ci remédie au problème en modifiant les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol.

Chapitre IV : Analyse et Caractéristiques de site

IV.1 Introduction

Erraguen est une zone montagneuse parmi les communes de la wilaya de Jijel, située au Sud-Ouest, loin de 65 km du chef-lieu, à une altitude de plus de 650 m. Elle est caractérisée par une morphologie irrégulière, d'où l'existence de zones où le risque d'instabilité foncière est importante.

IV.2 Situation du projet

Le glissement de terrain objet de notre étude affecte un tronçon du chemin de wilaya CW 137 exactement au PK 41+000, il est situé près de la ville d'Erraguen (Fig IV-01).

Sa localisation géographique :

- Longitude : $5^{\circ}35'0.79''$ Est
- Latitude : $36^{\circ}36'8.15''$ Nord



Fig. IV-1. Localisation du glissement

IV.3 Contexte géologique

IV.3.1 Géologie de la zone

La zone instable concernée par notre étude se développe, dans la partie de la série Tellienne (les babors).

Les Babors orientaux font partie de la série Tellien interne. C'est un ensemble géologique qui s'étend géographiquement d'ouest en est, et du nord au sud, de la Méditerranée aux Dj Babors. (D. Obert, 1981).

Plusieurs unités distinctes ont été reconnues (M. Leikine, D. Obert et J.-P. Bellier, 1975), caractérisées par leur composition stratigraphique et leur évolution métamorphique, chaque unité a été morcelée en sous-unités.

1. Les unités à matériel éocène

Ces unités sont bien exprimées dans la partie sud du front des Babors. Elles sont considérées comme diversification de série de provenances plus septentrionale que la nappe de Djmila (D. Obert, 1981).

2. Les unités septentrionales

Elles constituent un ensemble allochtone qui s'étend dans la direction nord-ouest, sud-est et présente une évolution stratigraphique continue des séries jurassique et créacé (D. Obert, 1981).

Les sous-unités sont en partant de l'extérieur (Sud) du domaine des Babors ;

A. Unité des Bâbors

Elle a été morcelée en sous unités : Kherrata, Dj Bâbord et Adrar ou Mellal. Ces sous unités présentent des caractères stratigraphiques communs et une évolution métamorphique identique. (D. Obert, 1981)

B. Unité de Draa el Arba – Erragène

Cette unité comporte les sous unités : l'Ahzerouftis, Bni Felkai – Tababor, Dj.Boukouna au Dj.Pachachit. Cette unité constituée de terrains allant du Trias au Paléocène, apparait comme une série appartenant à un milieu le plus individualisée. (D. Obert, 1981)

C. Unité de Brek

Formé essentiellement du Sud vers le Nord par une masse de calcaires dolomitiques d'âge Jurassique, s'allongent de l'Adrar el Alem au Dj. Tazeguezaout.

D'après la carte géologique de Tamesguida à 1/500 000 (figure. IV.02), les formations géologiques affleurent dans la zone d'étude, pouvant être divisées en trois catégories ;

- ✚ Eboulis de pente, déchet d'ancienne carrière et brèches.
- ✚ Marnes argileuses, schisteuse noirâtre, plus ou moins altérées
- ✚ Alternance centimétrique à décimétrique marno-pélitique et des calcaires.

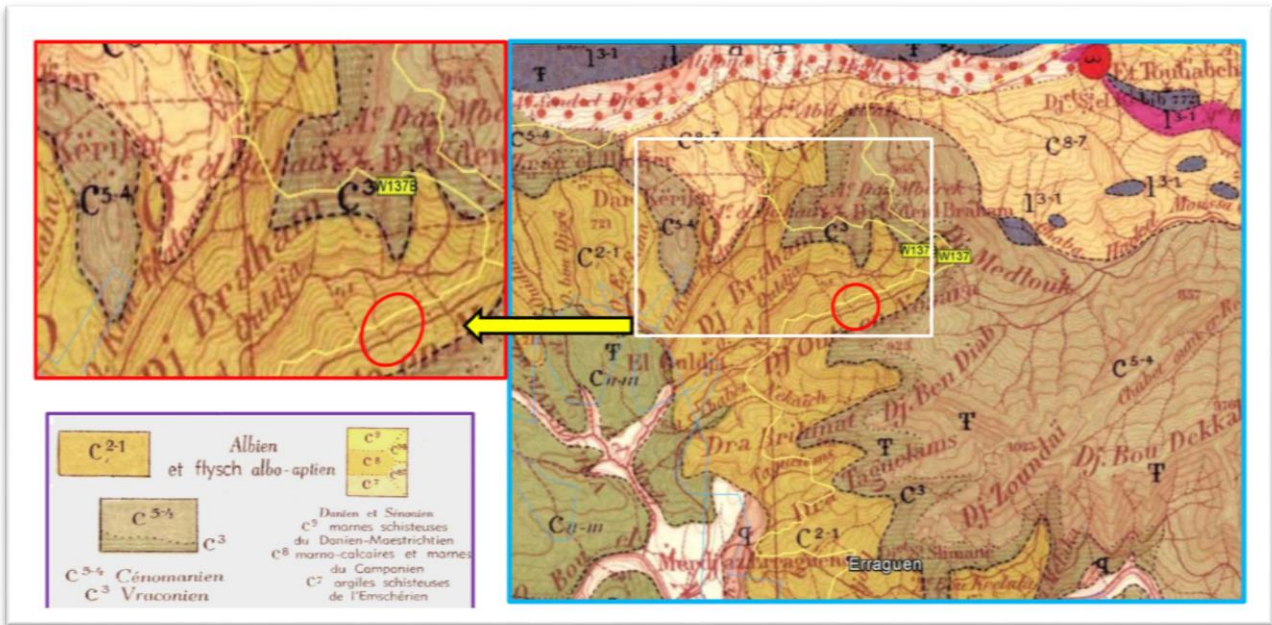


Fig. IV-2. Extrait de la carte Géologique de Tamezghida 1/50 000 (Région d'Erraguen)

IV.3.2 Géologie de site

L'examen visuel détaillé, permet de signaler l'existence de trois unités lithologiques sur le site étudié :

1. Eboulis de pente, colluvions argileuses et brèches.
2. Marnes schisteuses à intercalation des calcaires plus ou moins altérées
3. Alternance décimétrique marno-calcaire et des calcaires.



Fig. IV-3. Eboulis de pente et brèche à matrice argileuse



Fig. IV-4.Marnes argileuse, schisteuse plus au mois altérées



Fig. IV-5.Alternance décimétrique marne-calcaires

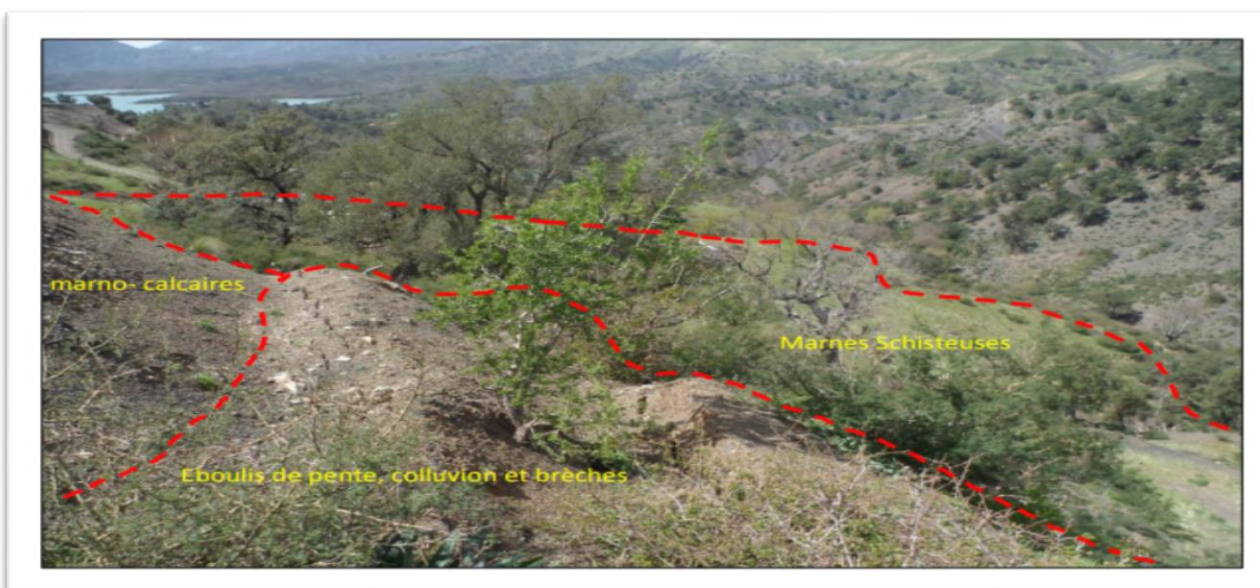


Fig. IV-6.Les unités géologiques du site

IV.4 Contexte géomorphologique

Sur le plan orographique, la déformation du relief est nette, elle se présente sous forme de dénivellations brutales, incisions fortes des ravins et changements brutaux de direction des oueds. L'analyse des M.N.T (Model Numérique de Terrain) et les D.E.M (Digital Élévation Model) permettent de voir clairement les formes morphologiques du relief de la zone d'étude, l'altitude par rapport au niveau de la mer de la zone d'étude est de l'ordre de 740 à 900 m.

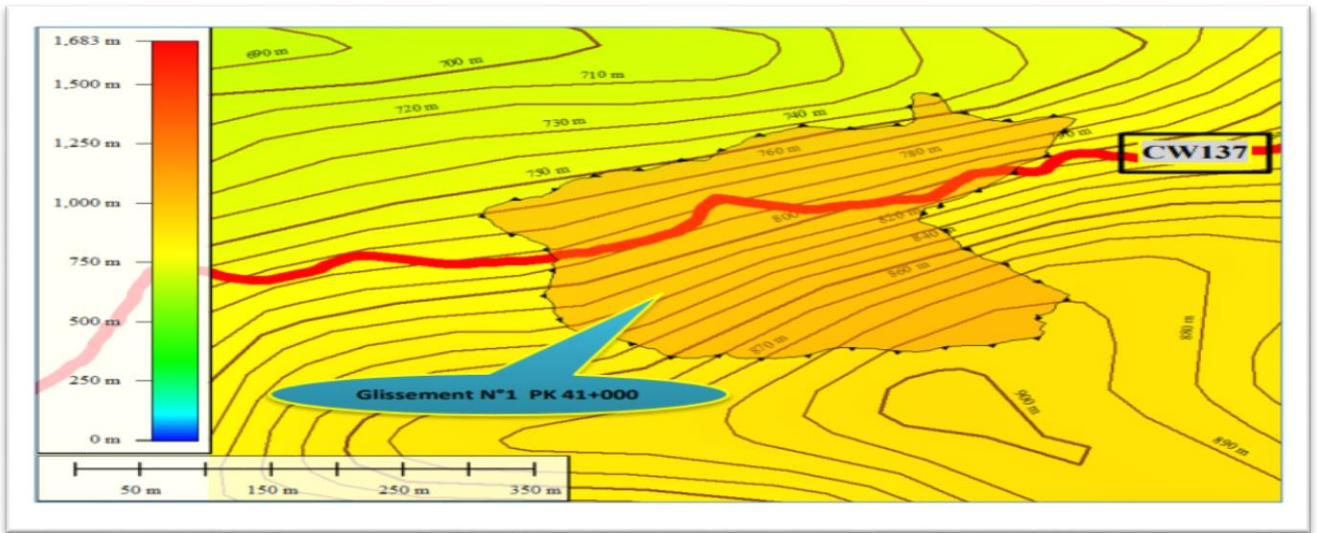


Fig. IV-7. Morphologie de terrain

IV.5 Sismicité de la région

Suite au tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS), et conformément au document technique règlementaire RPA version 2003 (Règles Parasismiques Algérienne), le territoire Algérien a été subdivisé en quatre zones de sismicité croissante (Fig.IV4).

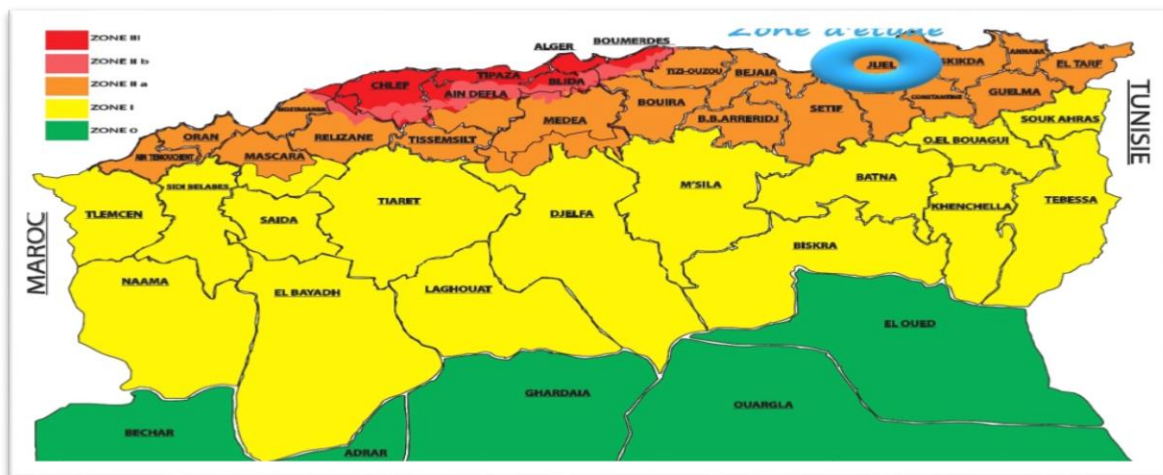


Fig. IV-8. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismiques Algériennes, RPA 99 (version 2003) y compris les ouvrages de confortement des glissements de terrain, doivent être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après.

Type de groupe	Qualité de l'ouvrage
Groupe 1A	Ouvrage d'importance vitale
Groupe 1B	Ouvrage de grande importance
Groupe 1	Ouvrage courants ou d'importance moyenne
Groupe 2	Ouvrage de faible importance

Tab. IV-1. la qualité d'ouvrages réalisés en fonction de groupe d'ouvrages

Pour tout calcul d'ouvrage de génie civil et selon le RPA, un coefficient d'accélération est attribué, en fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, suivant le tableau ci-après :

Zone (groupe)	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
1	0.10	0.15	0.20	0.25
2	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab. IV-2 Coefficient d'accélération de zone

Selon les règles parasismiques Algérienne, la région objet d'étude se situe dans la région de moyenne sismicités classées en « zone Ila » (Fig. IV. 8). L'ouvrage objet d'étude est classé en catégorie « ouvrage courants ou d'importance moyenne » parce que cette route ne connaît pas de trafic important, en plus de cela elle n'est pas la seule route qui relie la région avec les villes voisines. Pour cela, en prendra un coefficient d'accélération de zone égale à $A=0.15$ (Tab.IV-2), fonction de la grandeur de l'ouvrage.

IV.6 Le climat

Le comportement des aquifères et la saturation des sols sont étroitement liés aux conditions climatiques, nettement les précipitations. Il est important de souligner que l'approvisionnement est régi par les fractions de pluie qui s'infiltrent dans les zones non saturées, favorisant parfois les mouvements de terrain. Alors, il faut dire qu'il y a une forte relation entre l'étude hydroclimatique et les études géotechniques.

Le climat Algérien est caractérisé par la variation de la répartition des précipitations et des températures. Cette variation est due à l'influence de la mer méditerranée, ainsi qu'à la morphologie

générale du pays. La région de Jijel fait partie du littoral Est-Algérien, elle est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et humide en hiver, chaud et sec en été.

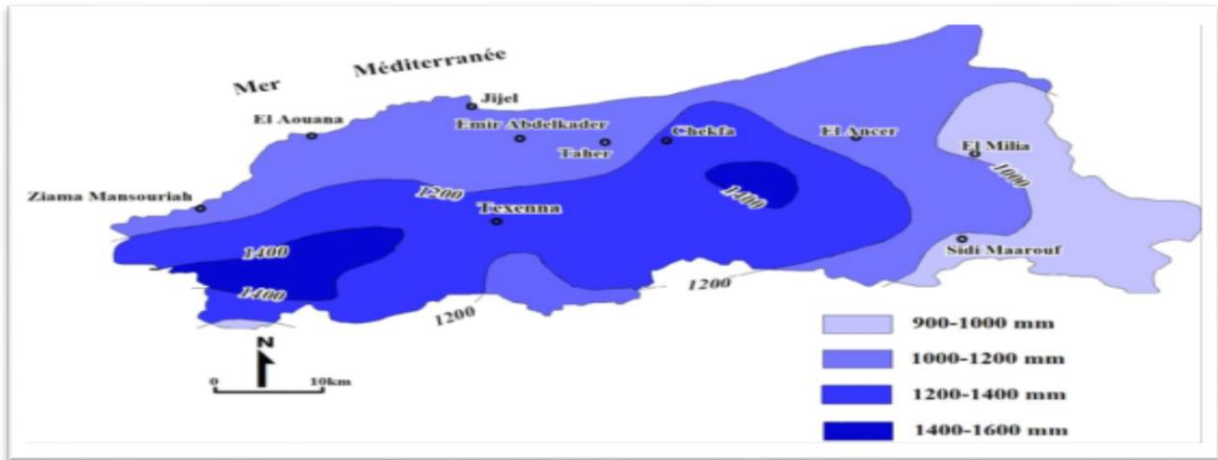


Fig. IV-9. Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (A.N.R.H, 1996)

IV.7 Description des désordres

Suit à une visite au site, plusieurs désordres sur le versant son été observé à savoir :

- Fissures de régression coté amont de la chaussée ;
- Niche d'arrachements dans le versant côté amont de la chaussée ;
- Fissures transversales au niveau de la chaussée.
- Escarpement dans les tas de remblais au bord de la chaussée ;
- Tassement total de la chaussée d'environ 5 m.



Fig. IV-10. Niche d'arrachements



Fig. IV-11. Fissures de traction sur la chaussée



Fig. IV-12. Escarpements sur les tas de remblais



Fig. IV-13. Tassement total de la chaussée

IV.8 Causes probables du glissement et hypothèses retenues

Parmi les hypothèses retenues comme facteurs ayant favorisé la survenue et l'amplification de l'instabilité, nous distinguons ce qui suit :

IV.8.1 Les causes naturelles

- ✚ Le contexte géologique régional et local caractérisé par des formations constituées d'éboulis et brèches en surface à matrice argileuse, des marnes schisteuses avec intercalation de calcaires et Marno-calcaire en profondeur. Les formations de couverture de nature argileuse et sensibles à l'eau.
- ✚ La géomorphologie du relief caractérisée par des déclivités importantes des talus de l'ordre de 1V/2H.
- ✚ La forte pluviométrie qui caractérise la région avec des épisodes pluvieux de forte intensité accentuant l'instabilité. En effet, nous avons observé que les mouvements d'instabilité du versant s'enclenchent ou se réactivent durant les saisons pluvieuses (hivers 2016 & 2019) par infiltration et circulation des eaux souterraines à travers les couches de surface (éboulis et brèches) de nature argileuse, affectant leurs caractéristiques géotechniques.
- ✚ L'abondance des écoulements souterrains est attestée par le débit de la source d'eau captée au niveau de la route et des innombrables résurgences relevées sur site.

IV.8.2 Les causes anthropiques

L'incidence de l'activité humaine dans la survenue ou la réactivation des instabilités au niveau du site peut se manifester à travers plusieurs actions, notamment :

- ✚ Le déboisement et la déforestation par les incendies de forêts enregistrés dans la région.
- ✚ Les travaux de réhabilitation du CW 137 réalisés antérieurement (2014/2016) par le terrassement d'une partie de la butée au pied du versant au niveau de la route, le dépôt de ces déblais en aval de la route (chargement du talus aval), l'utilisation de compacteurs vibrants lourds pour le compactage des remblais et corps de chaussées pourraient avoir contribué à l'amplification du mouvement.

IV.9 Programme d'investigations géotechniques

IV.9.1 Introduction

La reconnaissance d'une zone d'étude commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles, telles que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes, etc. Mais ces données restent insuffisantes, car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des campagnes de reconnaissances « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques.

IV.9.2 Campagne de reconnaissance géotechnique

IV.9.2.1 In situ

Dans le cadre de la campagne géotechnique, nous avons réalisé :

- ✚ Trois (03) sondages carottés de 30 m de profondeur, avec prélèvement des échantillons sur lesquels, nous avons effectués des essais de laboratoire.
- ✚ Installation des piézomètres de 30 m à l'aide d'un Tube PVC Crépine.
- ✚ Installation de 03 inclinomètres de 30 m de profondeur.
- ✚ Sept (07) sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDL).
- ✚ Quatre (04) profile géophysique type électrique.

Les investigations ont été réalisées depuis le terrain naturel (TN). Les têtes de sondages sont cotées à partir du plan topographique.

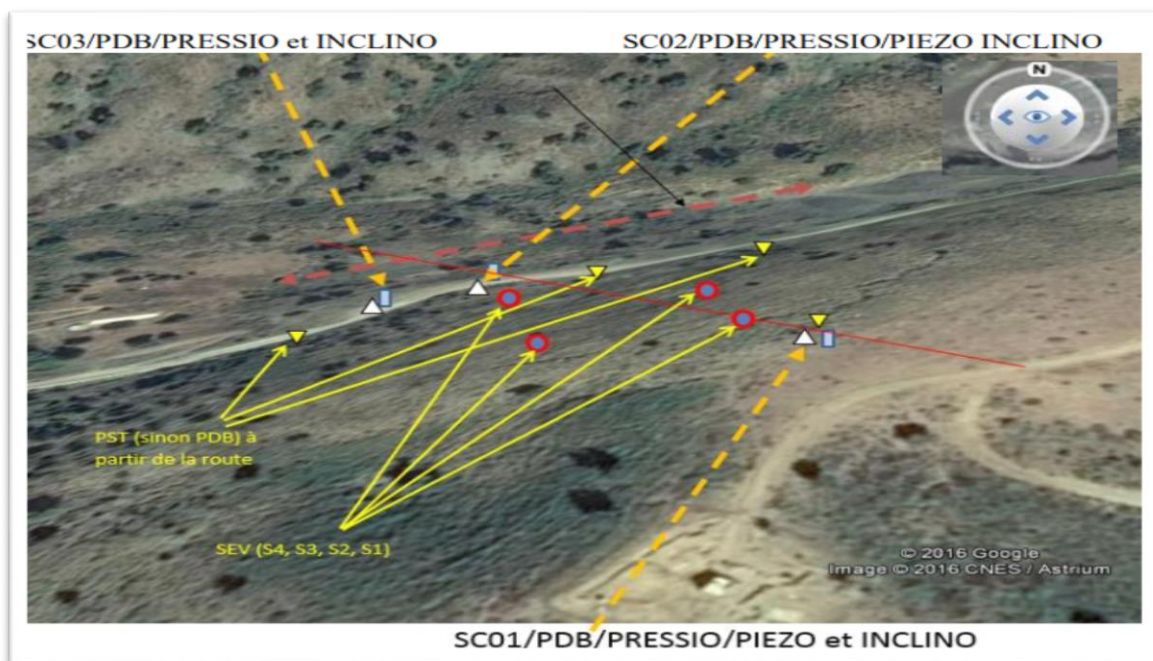


Fig. IV-14. Schéma d'implantation des sondages carottés

IV.9.2.2 En laboratoire

Conformément au programme initial, il a été réalisé des essais de laboratoires, sur les échantillons « intacts » prélevés sur les sondages carottés ;

a) Essais physiques d'identification et de classification

- Teneur en eau naturelle selon la norme (NF P 94 .050)
- Analyse granulométrique par tamisage à sec selon la norme (NF P 94 .056)
- Analyse granulométrique par sedimentométrie selon la norme (NF P 94 .057)
- Limites d'Atterberg ou Valeur de bleu de Méthylène selon la norme (NF P 933 -9)

b) Essais mécaniques

- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type C.D selon la norme (NF P 94 .071 -1)
- La masse volumique selon la norme (NF P 94 .053)

c) Analyses chimiques sommaires

- Teneur en carbonates CaCo₃ selon la norme (NF P 94 .048)

IV.9.3 Résultats de la reconnaissance géotechnique

IV.9.3.1 In situ

a) Sondage carotté

Description lithologique

La lithologie révélée par les sondages carottés est décrite sur le tableau suivant :

N° de sondage	Profondeur en (m)	Lithologie
SC 01	0.0 - 0.5	Terre végétale
	0.5 - 3.0	Argiles plastiques avec gravier
	3.0 - 5.8	Marnes Argileuses friables
	5.8 - 27.0	Calcaires à silex durs et fragmentés
SC 02	0.0 - 6.0	Remblais
	6.0 - 21.0	Marnes Argileuses Schisteuses
	21.0 - 21.5	Argiles marneuses plastiques
	21.5 - 22.5	Marnes Argileuses Schisteuses
	22.5 - 24.5	Argiles marneuses plastiques
	24.5 - 30.0	Calcaires à silex durs et fragmentés
	0.0 - 7.0	Argileuses Schisteuses fragmentées

SC 03	7.0 - 7.9	Argiles marneuses Schisteuses altérées
	7.9 - 14.7	Calcaires marneuses fragmentées
	14.7 - 15.0	Marnes Argileuses
	15.0 - 16.5	Calcaires marneuses fragmentées
	16.5 - 17.5	Marnes Argileuses
	17.5 - 19.5	Calcaires marneuses fragmentées
	19.5 - 23.0	Marnes Argileuses
	23.0 - 28.0	Calcaires marneuses fragmentées
	28.0 - 30.0	Marnes Argileuses sableuses
	30.0 - 31.0	Calcaires à silex

Tab. IV-3. Description lithologique des sondages carottés

À partir des logs des sondages, on peut conclure que la lithologie du terrain est représentée essentiellement par des formations compétentes représentées par des marnes dures qui constituent le substratum, surmontée par des formations marno-schisteuse d'épaisseur de 5 à 21 m et le tout est recouvert par des argiles plastiques et des remblais d'épaisseur de 3 à 6 m. (Voir coupe lithologique, Fig. VI-15).

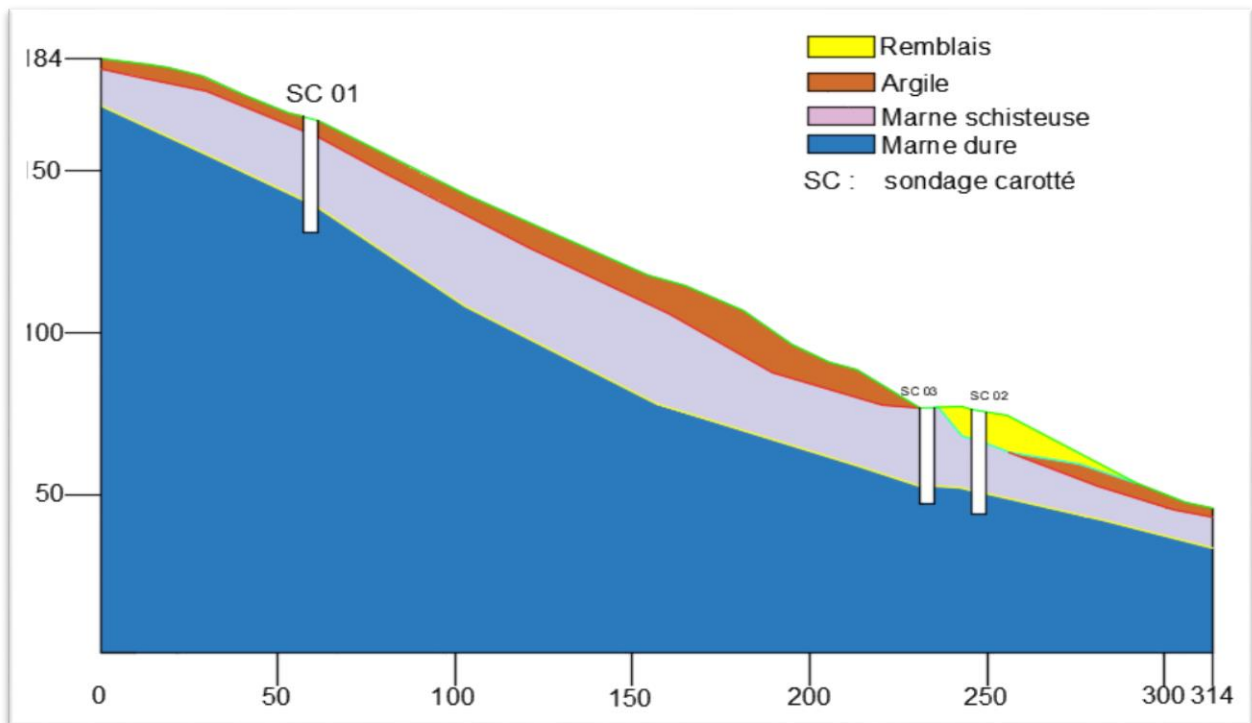


Fig. IV-15. Coup l' lithologique de terrain

Les logs des coupes lithologiques sont joints en annexe.

b) Installation piézométrique

Les levés piézométriques rapportés dans le tableau ci-dessous

Sondage	Période	Niveau de la nappe (ml)
SC 01	12/08/2018	7.10/TN
SC 02	13/08/2018	8.40/TN
SC 03	28/08/2018	12.60/TN

Tab. IV-4. Relevés piézométriques

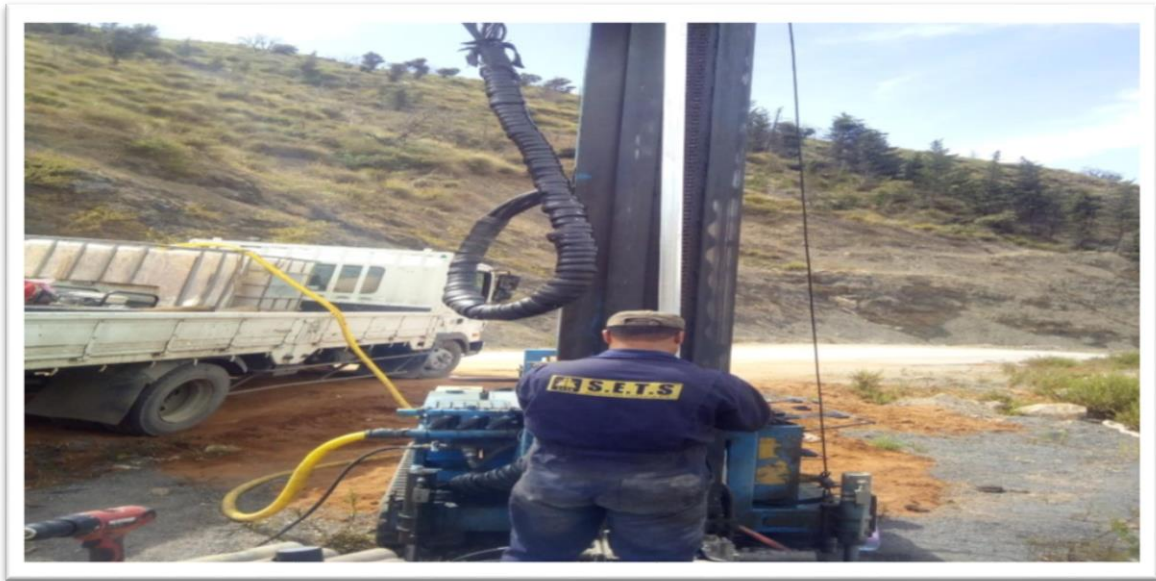


Fig. IV-16. Exécution d'un sondage à l'aide d'une sondeuse APAFOR



Fig. IV-17. Exécution d'un piézomètre et inclinomètre à l'aide d'une sondeuse APAFOR

c) Pénétrömètre dynamique Lourd (PDL)

Des essais de pénétration dynamique effectués au moyen d'un pénétrömètre dynamique lourd type APAFOR 100. Ce type d'essais mis en œuvre un matériel simple et robuste. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre.

Cet essai permet d'une part de déterminer la résistance du sol par battage ainsi de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sont présentés en annexe sous forme de diagrammes appelés pénétrogrammes donnant la résistance de pointe R_p (en bars) du sol en fonction de la profondeur en mètres.

R_p : La résistance dynamique en pointe calculée à partir de la formule dite des Hollandais ;

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e(M + P)}$$

Avec :

- M : masse du mouton (m) : 64 kg.
- H : hauteur de chute du mouton : 0.75 m.
- A : section de la pointe : 20 cm².
- P : masse passive associée aux poids des tiges.
- e : enfoncement par coup de mouton : 20 cm.

Les essais pénétration au pénétrömètre dynamique lourd, exécutés selon la norme NFP 94-115, descendus au refus obtenu entre **1.20 m** et **2.40 m** de prof. /sol actuel. Ces refus sont révélés par la présence des fractions calcaires et des blocs dans la frange superficielle du sol testé.



Fig. IV-18. Exécution d'un pénétrömètre dynamique

d) Sondage préssiométriques

Les essais préssiométriques Ménard ont été réalisés conformément à la norme NF P 94 – 110-1.

La sonde utilisée est en gaine toilée ou caoutchouc, de diamètre \varnothing 60 mm. Les essais pressiométriques mettent en évidence les caractéristiques suivantes :

- Module préssiométriques E_M
- Pression de fluage P_f
- Pression limite P_L

N° de sondage	Tranche d'essai en (m)	Lithologie	Profondeur en (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_L (MPa)	Pression de fluage P_f (MPa)	E_M/P_L
SC02	0.0– 6.0	Remblai	1	1.34	0.172	0.0721	7.8
			2	4.71	0.152	0.0494	31
			3	25.5	0.686	0.234	37.1
			4	82.6	1.52	0.691	54.5
			5	67.6	1.3	0.878	52.1
			6	53.8	1.46	0.188	36.9
	6.0 – 21.0	Marne argileuse schisteuses	7	35.5	1.15	0.587	30.8
			8	29.5	1.33	0.272	22.3
			9	34.4	1.09	0.342	30.5
			10	125	1.3	0.619	96.2
			11	84.5	1.42	0.773	59.4
			12	148	2.92	1.67	50.1
			13	112	2.89	1.63	38.9
			14	109	2.68	1.49	40.9
			15	72.5	2.4	1.32	30.3
			16	136	3.47	1.95	39.3
			17	136	3.11	1.73	43.6
			18	135	2.72	1.49	49.8
			19	106	2.8	1.32	37.8
			20	153	3.42	1.95	44.8
			21	179	3.4	1.73	52.6
	21.0-21.5	Argile marneuse plastique	22	169	2.86	1.56	59.2
	21.5-22.5	Marne argileuse schisteuse	23	133	3.09	1.68	43.2
	22.5-24.5	Argile marneuse plastique	24	123	2.11	1.1	58.3
			25	76.5	3.11	1.68	24.6
	24.5-30.0	Calcaire à silex fragmenté	26	8.75	1.18	0.545	7.41
			27	11.3	0.932	0.281	12.1
			28	3.5	1.43	0.488	21.3
			29	74.1	1.83	0.898	40.6
			30	43.3	3.15	1.68	13.8

Tab. IV-5. Résultats d'essai préssiométriques-SP 02

Un critère de qualité très souvent utilisé est le rapport EM/PL qui permet une classification des sols, Ménard donne pour les sols les correspondances suivantes :

Valeur E_M/P_L	Type de sol
$E_M/P_L < 5$	Sols remaniées ou triturée
$5 < E_M/P_L < 8$	Argiles sous consolidées ou légèrement remaniées
$8 < E_M/P_L < 12$	Argiles normalement consolidées
$12 < E_M/P_L < 15$	Argiles légèrement sur consolidées
$E_M/P_L > 15$	Argiles sur consolidées
$6 < E_M/P_L < 8$	Sables et graviers immergés
$E_M/P_L > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

Tab. IV-6. Classification des sols en fonction du rapport EM/PL d'après Ménard

D'après la classification de Ménard basée sur le rapport EM/PL le sol est de type : argiles normalement consolidées à sur consolidées.

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA/99 version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (Tab.16).

Catégorie	Description	P_L (Mpa)	E_M (Mpa)
S1	Rocheux	> 5	> 100
S2	Ferme	> 2	> 20
S3	Meuble	1-2	5-20
S4	Très meuble ou présence de 3 m au moins d'argile molle	< 1	< 5

Tab. IV-7. Classification des sites (RPA/99 version 2003)

D'après RPA/99 version 2003 basé sur la valeur du Module préssiométrique EM et la pression limite PL ; la zone d'étude est classée :

- De 0m à 3m on a du sol très meuble (catégorie S4) ;
- De 3m à 11 m et de 26 m à 29 m on a des sols meubles (catégorie S3) ;
- De 12 m à 25 m on a des sols fermes (catégorie S2).

e) Mesures inclinométrique

Trois inclinomètres ont été posés respectivement dans SC 01 et SC 02, et SC 03. Les mesures initiales ont été effectuées le 29/11/2018. L'analyse des mesures effectuées pousse aux remarques suivantes ;

- Le glissement est très rapide ; les tubes inclinométriques sont vite cisailés ;
- La surface de glissement est nettement située entre 11.5 à 19 m de profondeur

f) Mesures géophysiques

L'équipement géophysique utilisé pour mesurer la résistivité apparente du sous-sol est composé de

- Un Résistivimètre PASI modèle 16-GL.
- Booster (batterie).
- Deux électrodes de courant AB (cuivre).
- Deux électrodes de potentiel MN (aciers).
- Enrouleurs (Câbles) et accessoires.
- Logiciel **ipi2win**, il permet d'établir des courbes de sondages électriques verticaux des différents dispositifs.



Fig. IV-19. Appareillage utilisé

Pour mesurer la résistivité des terrains, on injecte un courant électrique dans le sol avec une intensité (I) entre deux électrodes A, B. On mesure la différence de potentiel créée entre deux électrodes M, N.

En mode automatique **ipi2win** propose un modèle à 3 couches ;

Sev	Couche	Résistivité ρ (Ωm)	Epaisseur (m)	Profondeur de la base d(m)
1	1	45	3.6	3.6
	2	215	11.2	14.8
	3	347		
2	1	66.5	3.2	3.2
	2	138	10.1	13.3
	3	321.6		
3	1	75.8	7.5	7.5
	2	231	10.8	18.3
	3	356		
4	1	75.8	4.7	4.7
	2	211.6	12.7	17.4
	3	351.2		

Tab. IV-8. Récapitulatif des résultats des travaux géophysiques réalisés

Grâce aux données de la campagne géophysique électrique et l'utilisation du logiciel

ipi2win nous avons obtenu les parcours des sondages suivants :

- Un niveau superficiel : la résistivité de l'ordre de 45 à 75.8 $\Omega\text{.m}$, constitué d'argiles et des argiles marneuse, épais 3.2 à 7.5 m.
- Un niveau intermédiaire : la résistivité de 138 à 231 $\Omega\text{.m}$, constitué des marnes et schistes altéré, épais de 10 à 12.7 m.
- Un niveau inférieur : la résistivité de 288 à 356 $\Omega\text{.m}$, constitué de marne dure.

Type de roche	Résistivité ρ (Ωm)
Alluvions –sable	10-800
Grés	30-800
Argiles	1-100
Argilites	70-200
Marnes	3-100
Craie	30-300
Calcaires	200-10000
Dolomites	200-10000
Métaschiste	300-800
Gneiss	1000-20000
Quartzites	1000-10000
Granites	1000-15000
Gabros	6000-10000
Basaltes	800-15000
Tufs volcaniques	20-300

Tab. IV-9. Ordre de grandeur électrique pour chaque sol et roches (Chapellier. D)

IV.9.3.2 Essai En laboratoire

L'ensemble des résultats des essais physiques, chimiques et mécaniques réalisés, sont présentés sous forme des tableaux regroupés par sondage, ci-dessous :

a) Essais physique

L'ensemble des résultats des essais de laboratoire réalisés sont présentés dans le Tab.IV-10, regroupés par sondage, comme suit :

SC N°	Profondeur (m)	Identification					graviers	sables	argiles
		γ_d (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	W_n (%)	S_r (%)	IP	2- 20 mm (%)	0.8 – 2 mm (%)	80 μm (%)
SC01	01.00 – 01.50	1.78	1.91	15.67	37.8	16	02.00	04.07	93.93
	01.50 – 02.00	1.66	2.02	21.14	93.93	20	05.30	12.80	81.95
SC 02	21.00 – 21.50	1.73	2.08	5.9	18.36	17	56.59	17.55	25.86
	22.70 – 23.50	2.14	2.22	3.78	42.98	15	44.84	23.06	32.09
	23.70 – 24.00	/	2.61	/	/	/	/	/	/
	25.50 – 26.00	/	2.54	/	/	/	/	/	/
SC 03	19.00 – 19.30	/	2.61	/	/	/	/	/	/
	27.00 – 27.80	/	2.60	/	/	/	/	/	/
	30.00 – 30.20	/	2.62	/	/	/	/	/	/

Tab. IV-10. Les paramètres physiques de sols testés

Commentaires sur les résultats

✚ Teneur en eau naturel

Les valeurs obtenues de teneur en eau caractérisent un sol légèrement humide ($0 < W_n < 25$).

✚ Densité

D'après les résultats, le sol est moyennement dense à dense et faiblement saturé à saturé ($16 < \gamma_d < 18$ et $\gamma_d > 18$) ($10 < SR < 100$).

✚ Analyses granulométriques

La granulométrie des sols en question est caractérisée par une fraction fine moyenne à importante, dont les passants à 0,08 mm représentent plus de 63 à 79 %, il s'agit de sols fins et des sols grossiers.

✚ Argilosité

Selon les valeurs de l'indice de plasticité ($12 \leq IP \leq 25$), le sol testé est classé comme étant un sol sablo- argileux à limoneux plastique.

b) Analyse chimique sommaires

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

SC N°	Prpfondeur (m)	Teneur exprimé en (%) par materau sec			
		Carbonates	Matieres organiques	Sulfates	Insolubles
SC 01	01.00 – 1.50	15.50	/	/	/
	01.50 – 2.00	02.00	/	/	/
SC 02	21.00 – 21.5	21.60	/	/	/
	22.70 – 23.0	03.33	/	/	/

Tab. IV-11. Les paramètres chimiques de sols testés

Commentaires sur les résultats

Les teneurs en carbonate signifient que le sol est constitué des sols peut carbonatés à carbonatés ($CaCo_3 > 10$, $10 > CaCo_3 > 30$).

c) Caractéristiques mécaniques

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Couche	Angle de frottement(°)	Cohésion (Kpa)	Masse volumique (kn/m ³)
Remblais	20	15	15
Argile	25	20	17
Marne schisteuse	30	25	19
Marne dure	36	45	24

Tab. IV-12. Caractéristiques mécaniques de sols testés

IV.10 Conclusion

La reconnaissance géotechnique du site prévu pour l'étude géotechnique de glissement de **CW 137 au PK 41+000** dans la Wilaya de Jijel, a été réalisée :

La lithologie mise en évidence par les sondages carottés et les sondages géophysique est globalement la suivante :

- ✚ Des remblais ;
- ✚ Des argiles ;
- ✚ Des marnes schisteuses ;
- ✚ Des marnes dures.

Les résultats des essais physiques effectués sur les échantillons paraffinés, prélevés au droit de chaque sondage carotté, indiquent qu'on est en présence de sols fins à grossiers, moyennement saturés et moyennement denses à denses dans l'ensemble et plastiques.

Les essais mécaniques ont mis en évidence des sols moyennement frottant à très frottant et de faible cohésion à cohésif.

Les essais de pénétromètre dynamique exécutés ont permis de mettre en évidence la présence des sols mécaniquement hétérogènes dans la zone investigué, les résultats montrent que ces sols constitués par des horizons de moyenne résistance à la pénétration dynamique renferment des blocs et des fragments rocheux l'origine des refus superficiels.

Chapitre V : Calcul de Stabilité

V.1 Introduction

Comme on a déjà parlé dans les précédentes chapitres que la stabilité d'un versant est vérifiée par la détermination d'un facteur de sécurité F_s donc en fonction duquel notre versant est considéré comme assurée ou compromise et la mise en œuvre des méthodes de confortement est indispensable.

Dans ce présent chapitre, on intéressera à définir le facteur de sécurité F_s de notre versant située sur le CW137 au PK41+000.

V.2 Détermination du F_s du talus

Pour la détermination de facteur de sécurité F_s de notre versant situé sur le chemin wilaya 137 au PK 41+000, on a utilisé deux approches de calcul, la première est basée sur la méthode de calcul à la rupture (méthodes d'équilibres limites), et la deuxième est basé sur la méthode des éléments finie.

V.2.1 Calcul à la rupture

Afin de déterminer le facteur de sécurité F_s de notre versant avec la méthode de calcul à la rupture on utilisera deux mode du calcul.

V.2.1.1 Calcul manuel

Dans le calcul manuel de F_s on a utilisé la méthode des tranches.

Après plusieurs tentatives de la méthode des tranches, on a trouvé que le rayon de cercle de rupture est de 390 m

Comme elle montre la **Fig. V-1**

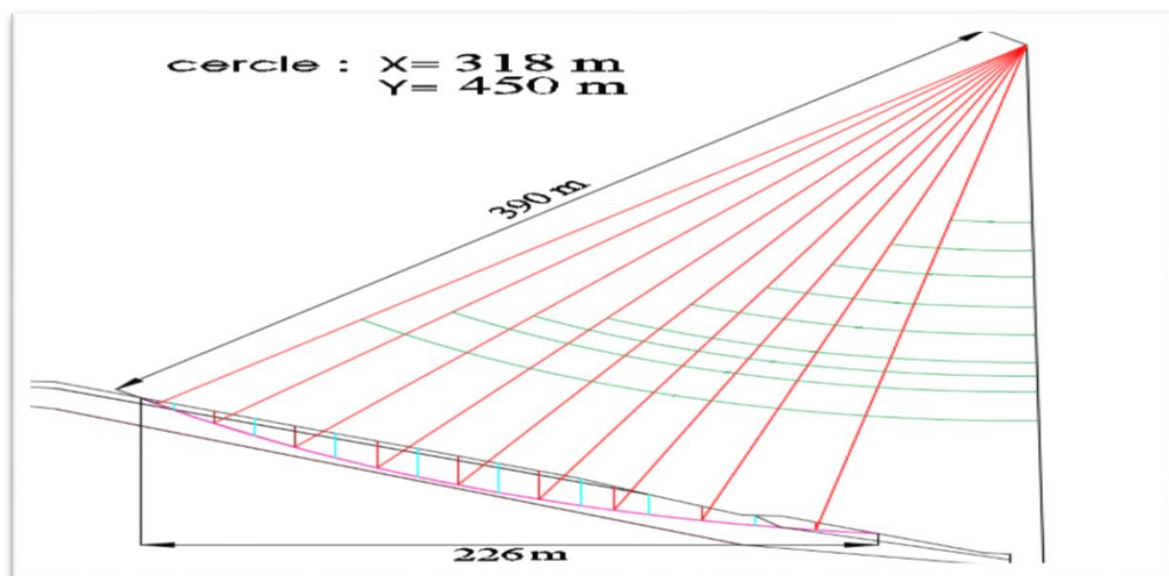


Fig. V-1. Schéma représentatif de cercle de rupture manuellement

✚ Méthode de Fellenius

$$F = \frac{\sum_1^n \left(w_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i * b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \tan \varphi'_i + \frac{c'_i * b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i}$$

Tranche	bi	li	wi	αi	Wi*sinαi	Wi*cosαi	c*li+Wi*cosαi*tanφi
1	9,67	13,44	331,5	44	230,28	238,46	144,78
2	25	32,64	4950	40	3181,80	3791,92	1869,67
3	25	30,90	7451	36	4379,59	6027,98	2657,53
4	25	29,17	9548	31	4917,58	8184,23	3416,30
5	25	28,06	10451	27	4744,65	9311,90	3810,13
6	25	27,16	10196	23	3983,89	9385,46	3823,41
7	21,27	22,64	7484	20	2559,68	7032,65	2899,20
8	32,59	33,45	5640	13	1268,72	5495,44	2501,88
9	37,54	38,12	1665	10	289,12	1639,70	615,36
Total					25555,32		21738,30

Tab. V-1. Les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F_s (\text{fellenius}) = \frac{21738,30}{25555,32} = 0,85$$

✚ Méthode de Bishop

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{(\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n w_i \tan \varphi_i) / \sum_{i=1}^n m \alpha_i}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

Tranche	αi	Wi*sinαi	Wi*cosαi	c*bi+Wi*tanφi	mαi	
1	44	230,28	238,46	138,15	0,81	169,99
2	40	3181,80	3791,92	2176,65	0,91	2375,31
3	36	4379,58	6027,98	3086,94	0,94	3261,51
4	31	4917,58	8184,23	3850,19	0,98	3938,35
5	27	4744,65	9311,91	4178,85	0,99	4190,69
6	23	3983,89	9385,46	4086,04	1,01	4038,067
7	20	2559,68	7032,66	3043,00	1,02	2984,28
8	13	1268,72	5495,45	2541,64	1,03	2474,87
9	10	289,12	1639,70	616,68	1,02	601,40
Total		25555,32				24034,49

Tab. V-2. Les résultats de calcul par la méthode de Bishop

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$F_s (\text{Bishop}) = \frac{24034,49}{25555,32} = 0,94$$

V.2.1.2 Calcul par logiciel

Le calcul de facteur de sécurité de F_s notre versant a été effectué par le logiciel GEO-STUDEO (en se basant sur la méthode de calcul à la rupture).

V.2.1.2.1 Présentation du logiciel GEO-STUDIO

Géo-studio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- ✚ **SLOPE/W** : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ordinaire ...).
- ✚ **SEEP/W** : calcul, analyse et évalue, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau.
- ✚ **QUAKE/W** : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme.
- ✚ **SIGMA/W** : analyse par éléments finis des problèmes de contraintes - déformations.
- ✚ **TEMP/W** : analyse des problèmes géothermiques des sols.
- ✚ **CTAN/W** : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.
- ✚ **AIR/W** : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.
- ✚ **VADOSE/W** : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la zone non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol

Ce qui nous intéresse dans notre étude est le programme **SLOPE/W**

Le programme SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du « Géo - Studio 2012 » et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes. L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité F_s .



Fig. V-2. Présentation du logiciel GEOSLOP

V.2.1.2.2 Déroulement de logiciel :

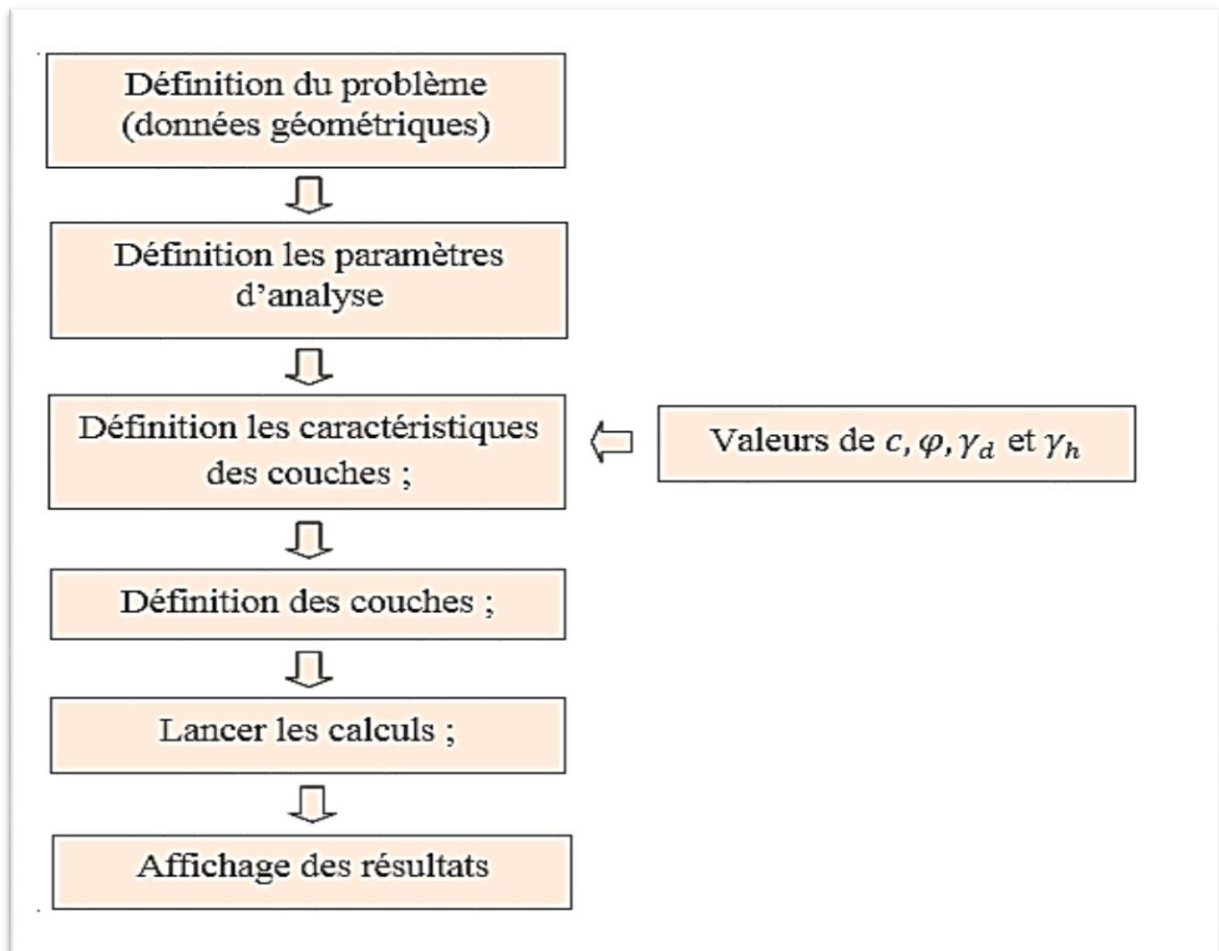


Fig. V-3. Fonctionnement du logiciel géo-slope

V.2.1.2.3 Les caractéristiques géotechniques de talus

Couche	γ (KN/M ³)	C (Kpa)	Φ (°)
remblai	15	15	20
Argile	17	20	25
Marne argileuse	19	25	30
Marne dure	24	45	36

Tab. V-3. Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs

V.2.1.2.4 Modélisation numérique du modèle initial

L'analyse du problème est réalisée comme suit :

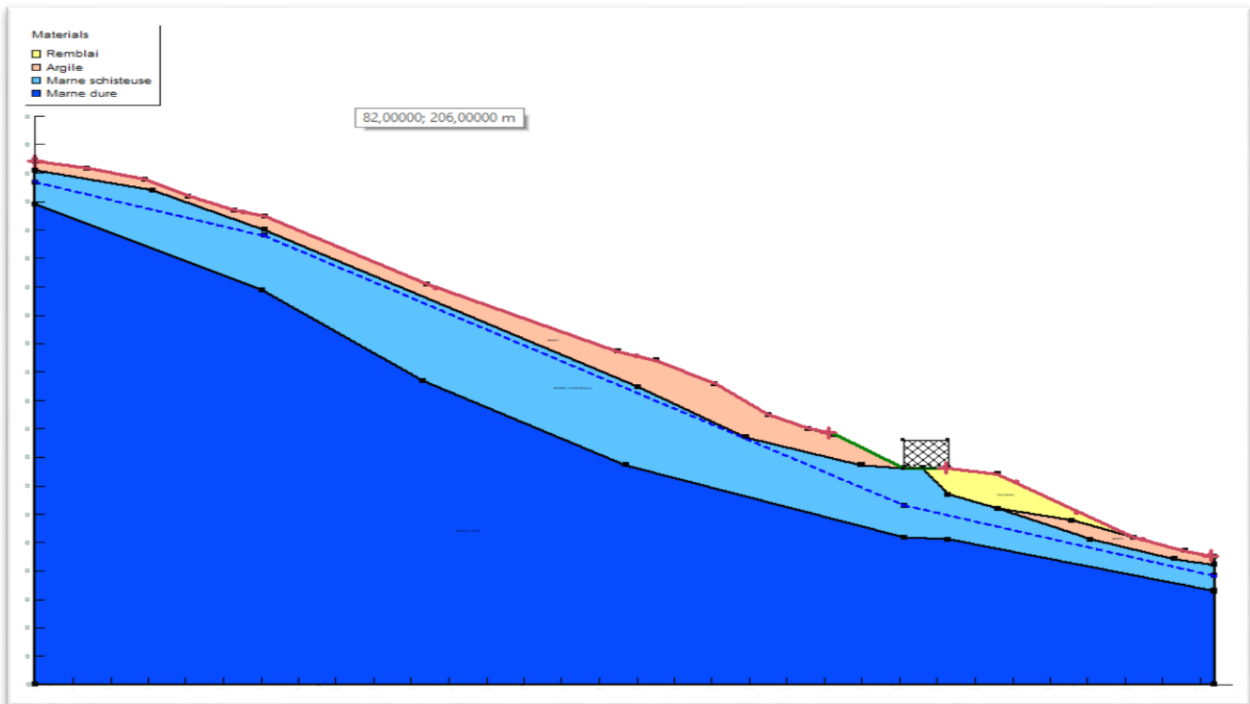


Fig. V-4. Model initial modélisé PK 41+000

Pour trouver le cercle de glissement probable avec Géo-Slope, on se basant sur la méthode « Entrée et sortie », dans cette méthode, il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une partie où se trouve le dernier point d'arc du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente).

V.2.1.2.5 Résultats du calcul de coefficient de sécurité

a) Ordinaire

- $F_s = 0.918$

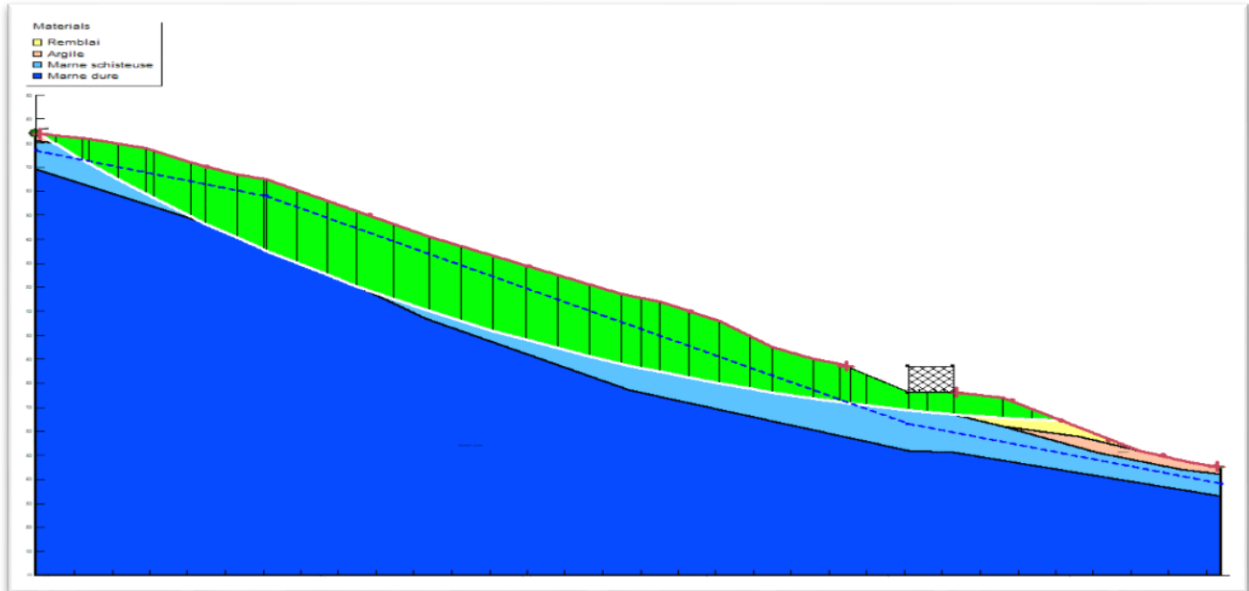


Fig. V-5. Cercle de rupture obtenue selon Fellenius

b) Bishop

- $F_s = 0.99$

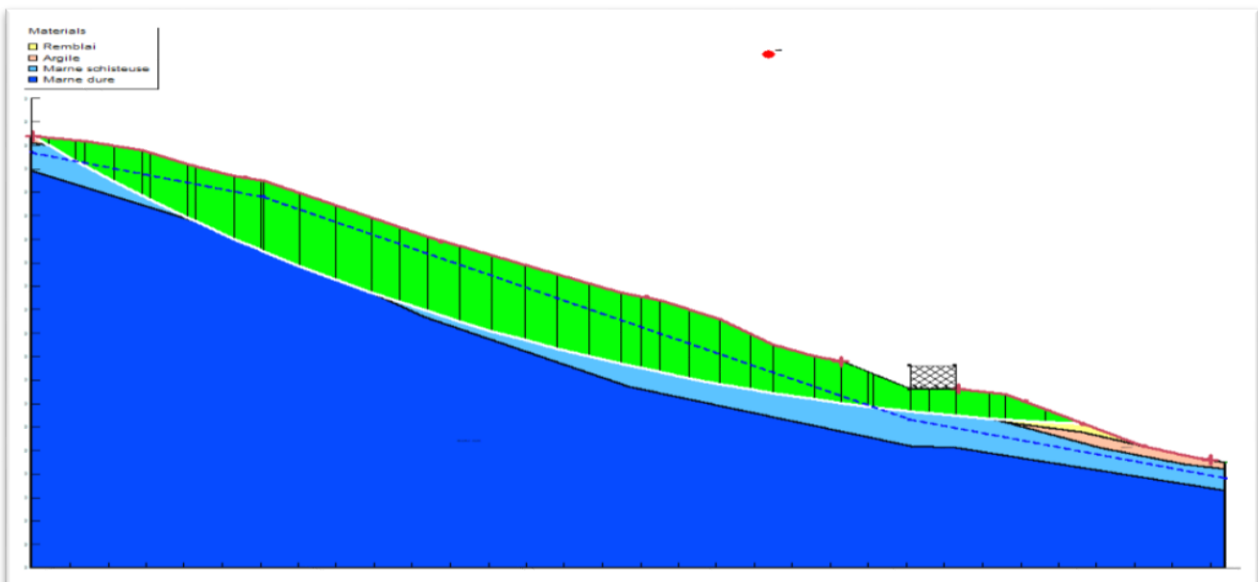


Fig. V-6. Cercle de rupture obtenue selon Bishop

c) Morgenstern-Price

- $F_s = 0.99$

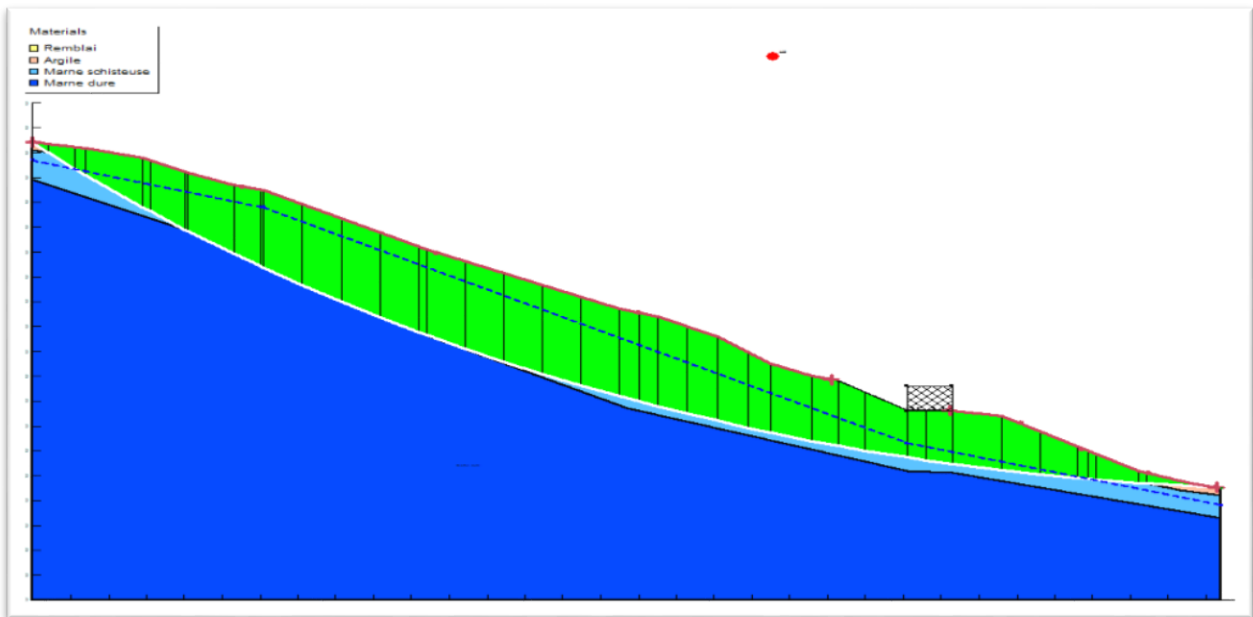


Fig. V-7. Cercle de rupture obtenue selon Morgenstern-Price

d) Spencer

- $F_s = 0.98$

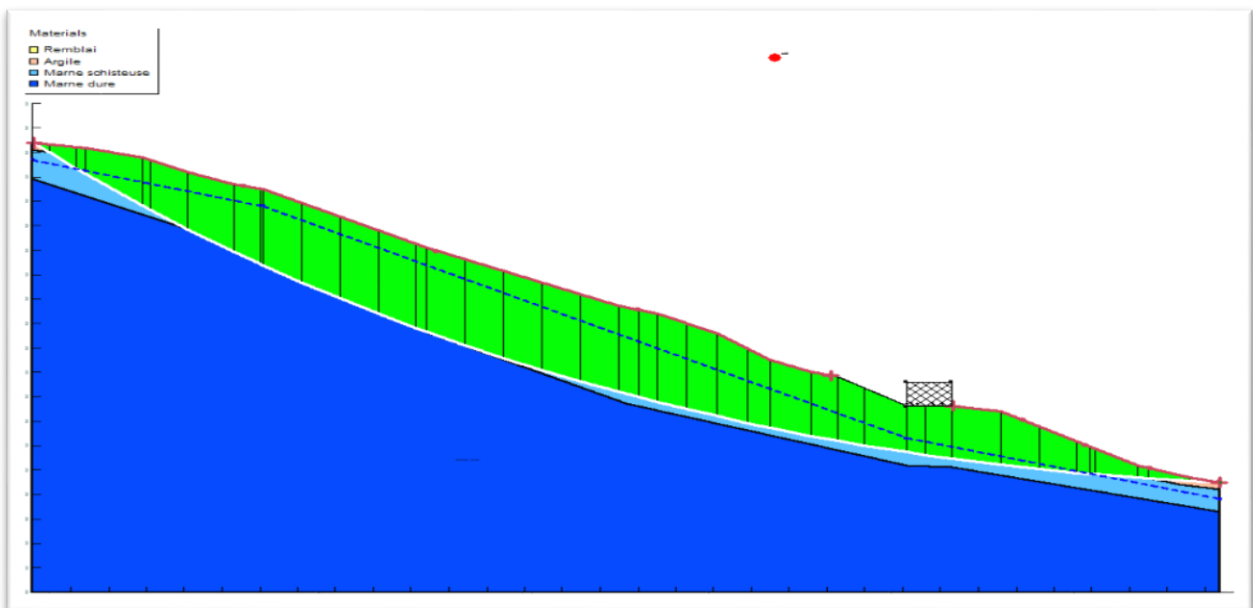


Fig. V-8. Cercle de rupture obtenue selon Spencer

e) Jambu

- $F_s = 0.941$

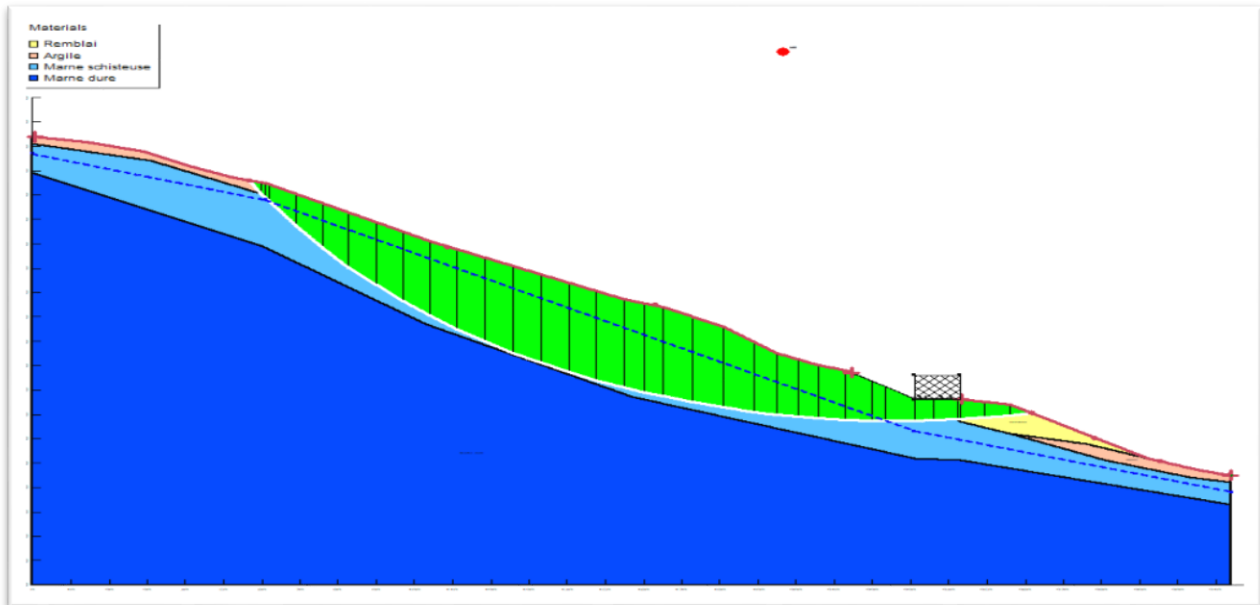


Fig. V-9. Cercle de rupture obtenue selon Jambu

Les résultats obtenus sont exprimés dans le tableau ci-dessous :

Méthode de calcul	Ordinaire		Bishop		Morgenstern-Price	Spencer	Jambu
	Manuel	Par geo-slop	Manuel	Par geo-slop			
Fs	0.85	0.918	0.94	0.99	0.99	0.98	0.941

Tab. V-4. Résultats des calculs de Fs

✚ Interprétation des résultats

À la lecture des résultats mentionnés dans le tableau ci-dessus, on remarque que tous les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 avec des valeurs proches, mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode, de ce fait notre versant est instable.

V.2.2 Calcul par éléments finie

Afin de déterminer le facteur de sécurité F_s de notre versant avec la méthode des éléments finie, on utilisera un programme numérique PLAXIS.

V.2.2.1 Présentation du logiciel PLAXIS

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel Plaxis nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculer ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proches à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds.

Dans notre cas, nous avons choisi pour la modélisation du talus ; l'élément triangulaire à 15 nœuds.

Le Plaxis est un programme d'éléments finis, qui compose de quatre sous programmes :

(Input, Calculassions, Output et Curves).

- ✚ **PLAXIS-Input** : ou pré- processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création, et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales ;
- ✚ **PLAXIS- calculassions** : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis ;
- ✚ **PLAXIS-Output** : programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes) ;
- ✚ **PLAXIS-Curves** : permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

V.2.2.2 Système d'options du code PLAXIS

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment

figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

a) Entrée des données

Définition graphique de la géométrie du modèle

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

Génération automatique du maillage

PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

Conditions aux limites

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

Les contraintes initiales dues au poids des terres

Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité l'option K0, est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

b) Comportement du sol

+ Base de données des propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets

+ Régime d'écoulement permanent

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

+ Calcul du réseau d'écoulement

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

+ Surpressions interstitielles

PLAXIS distingue les comportements drainés ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

c) Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

d) Analyse des résultats

Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats de calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

+ Déformation

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

✚ Contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

V.2.2.3 Modèles de comportement utilisé au PLAXIS

Parmi les modèles de comportement de sol utilisés dans Plaxis sont les suivants :

a) Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_U = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. [24]

b) Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

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

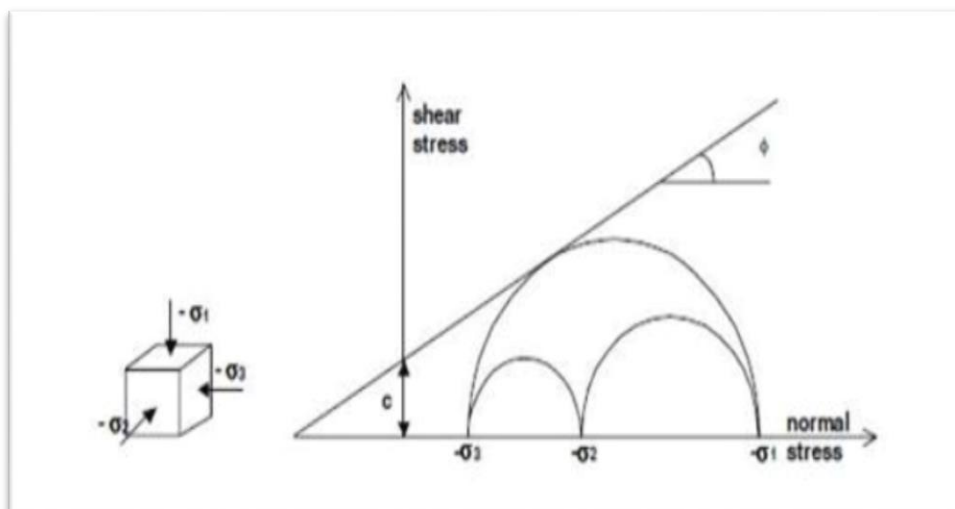


Fig. V-10. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [25]

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité), les trois autres sont c , ϕ et ψ , respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

c) Modèle de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM)

Le modèle de durcissement par écrouissage isotropique ou 'Hardening-soil model' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr-Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement, la cohésion, et l'angle de dilatation ψ .

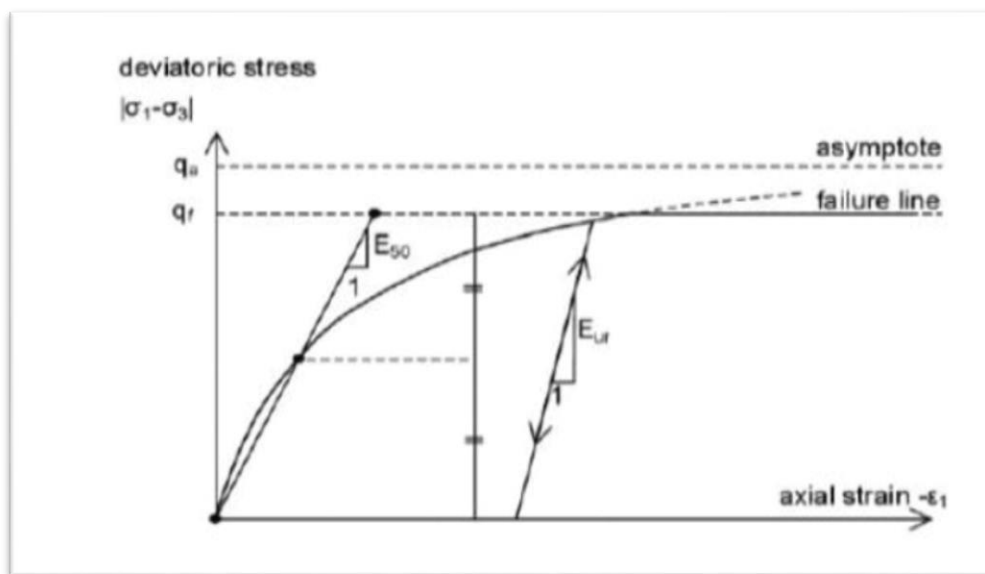


Fig. V-11. Représentation du HardeningSoil Model. [25]

La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement œdométrique, E_{oed} . Par rapport au modèle de Mohr – Coulomb, le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression. [26]

✚ Paramètres du HSM

- Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb:

- C : cohésion ; [KN/m²]
- Φ : angle de frottement [°]
- Ψ : angle de dilatance
- [°]

- **Paramètres de rigidité :**

- **Eref50** : module sécant dans un essai triaxial [KN/m²]
- **Erefoed** : module tangent dans un essai œdométrique [KN/m²]
- **M** : Puissance (environ 0,58 pour les sables) [-]

d) Modèle pour sols « mous » (soft soil model)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne, alors que sous l'effet cette pression, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Le SSM n'est pas valable pour les interfaces, il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb. Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et ϕ .

En résumé, les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

- λ^* : Indice de compression [-]
- κ^* : Indice de gonflement [-]
- c : Cohésion [KN/m²]
- ϕ : Angle de frottement [°]
- ψ : Angle de dilatance [°]

e) Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soilcreep model)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais par la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables), elle est caractérisée par le paramètre C_α et génère ce qui est appelé la quasi pré-consolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

✚ Les paramètres du SSCM

- Le paramètre de fluage est μ^* défini par

$$u^* = \frac{C_\alpha}{2.3 \cdot (1+e)}$$

• **Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb :**

- C : Cohésion [kN/m²]
- Φ : Angle de frottement [°]
- Ψ : Angle de dilatance [°]
- κ^* : Indice de gonflement [-]
- λ^* : Indice de compression [-]

V.2.2.4 Étape de modélisations

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet ci-dessous.

V.2.2.4.1 La géométrie de modèle

Dans ce système l'état de contrainte et de déformation est plan, on va créer un modèle géométrique de la pente qui possède une hauteur de 184 m et de largeur de 314 m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

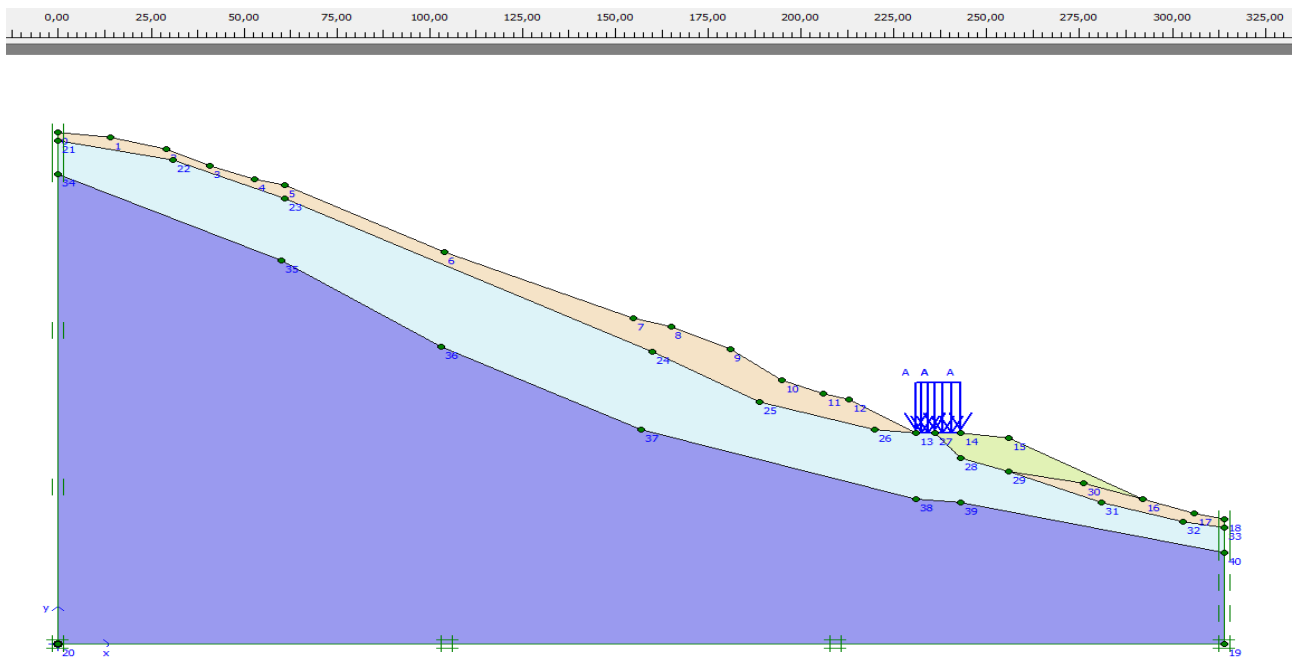


Fig. V-12. La géométrie de modelé

V.2.2.4.2 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les côtes du système et on laisse les déplacements verticaux libres ; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué (voir figure précédente).

V.2.2.4.3 Caractéristiques des matériaux

a) Les données géotechniques des couches

❖ Couche 01 : Argile

Mohr-Coulomb - Argile

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Argile

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 18,000 kN/m³

γ_{sat} : 20,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000 m/day

k_y : 1,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-13. Les données géotechniques Argile 01

Mohr-Coulomb - Argile

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 800,000 kN/m²

ν (nu): 0,250

Strength

c_{ref} : 20,000 kN/m²

ϕ (phi): 25,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 320,000 kN/m²

E_{oed} : 960,000 kN/m²

Velocities

V_s : 13,200 m/s

V_p : 22,860 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-14. Les données géotechniques Argile 02

❖ Couche 02 : Remblais

Mohr-Coulomb - Remblai

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Remblai

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 15,000 kN/m³

γ_{sat} : 18,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000 m/day

k_y : 1,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-15. Les données géotechniques Remblais 01

Mohr-Coulomb - Remblai

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 800,000 kN/m²

ν (nu): 0,220

Strength

c_{ref} : 15,000 kN/m²

ϕ (phi): 20,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 327,869 kN/m²

E_{oed} : 913,300 kN/m²

Velocities

V_s : 14,640 m/s

V_p : 24,430 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-16. Les données géotechniques Remblais 02

❖ Couche 03 : Marne schisteuse

Mohr-Coulomb - Marne schisteuse

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Marne schisteuse

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 21,000 kN/m³

γ_{sat} : 23,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000 m/day

k_y : 1,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-17. Les données géotechniques Marne Schisteuse 01

Mohr-Coulomb - Marne schisteuse

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 4,000E+04 kN/m²

ν (nu): 0,250

Strength

c_{ref} : 25,000 kN/m²

ϕ (phi): 30,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 1,600E+04 kN/m²

E_{oed} : 4,800E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 86,410 m/s

V_p : 149,700 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-18. Les données géotechniques Marne Schisteuse 02

❖ Couche 03 : Marne Dure

Mohr-Coulomb - Marne Dure

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Marne Dure

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 24,000 kN/m³

γ_{sat} : 25,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000 m/day

k_y : 1,000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-19. Les données géotechniques Marne Dure 01

Mohr-Coulomb - Marne Dure

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 5,000E+06 kN/m²

ν (nu): 0,250

Strength

c_{ref} : 45,000 kN/m²

ϕ (phi): 36,000 °

ψ (psi): 6,000 °

Alternatives

G_{ref} : 2,000E+06 kN/m²

E_{oed} : 6,000E+06 kN/m²

Velocities

V_s : 903,700 m/s

V_p : 1565,000 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Fig. V-20. Les données géotechniques Marne Dure 02

V.2.2.4.4 Génération du maillage

Le plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires à 06 et 15 nœuds ; pour notre cas nous avons choisi les éléments triangulaires à 15 nœuds.

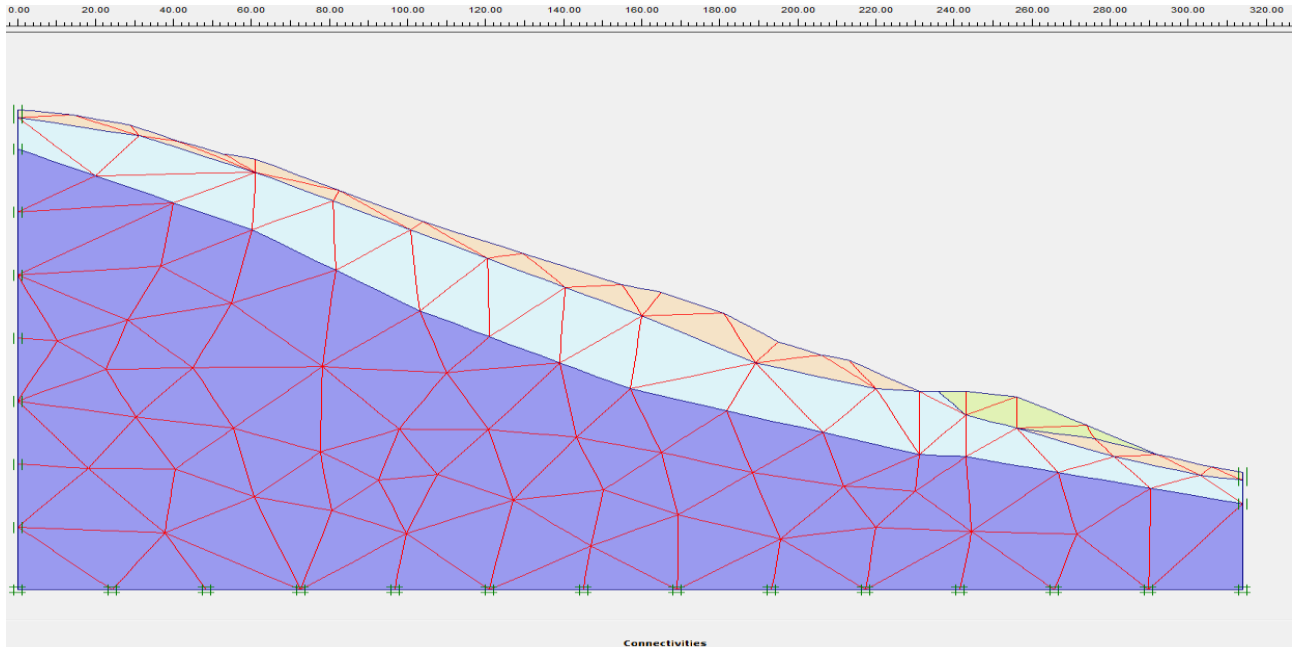


Fig. V-21. Le maillage du modèle

V.2.2.4.5 Génération des conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé l'opérateur doit activer tout élément (Déplacement et/ou contraintes imposé, ancrage) correspondant à l'instant initial et désactive les autres éléments qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

La première qui s'appelle « initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression)

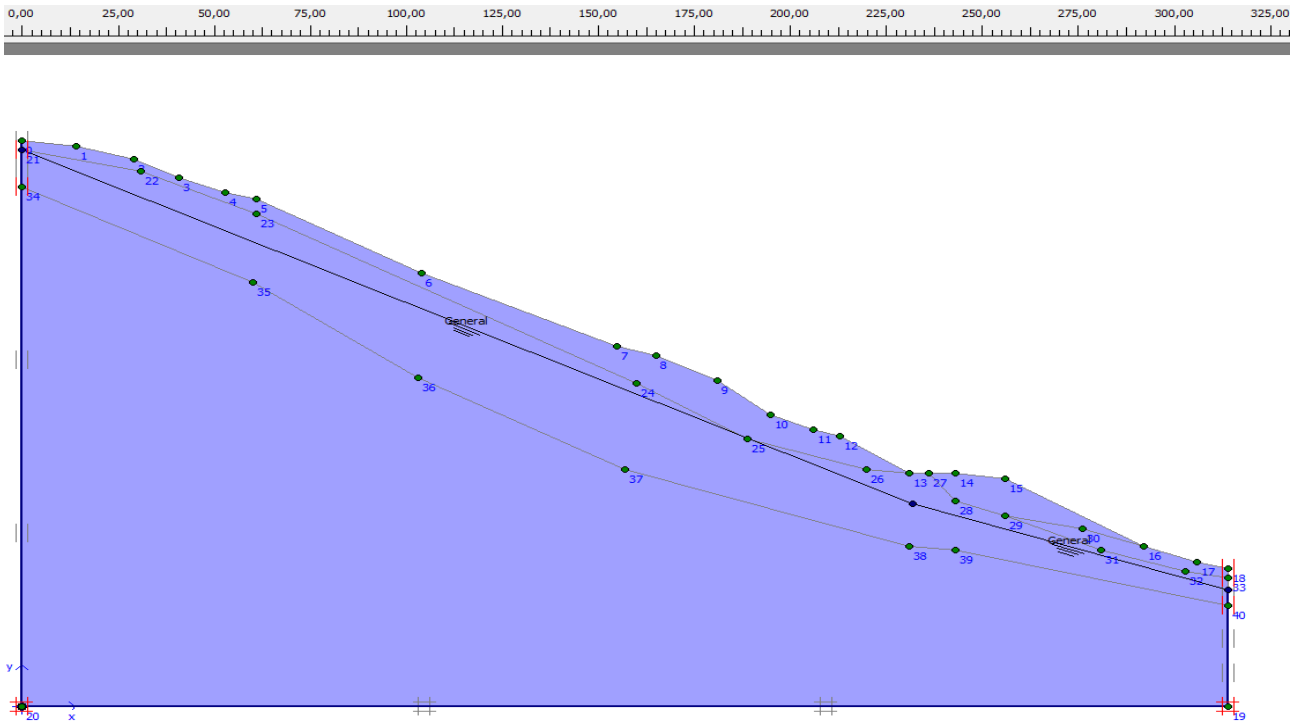


Fig. V-22. Définition des conditions initiales

V.2.2.5 Etapes du calcul (avant confortement)

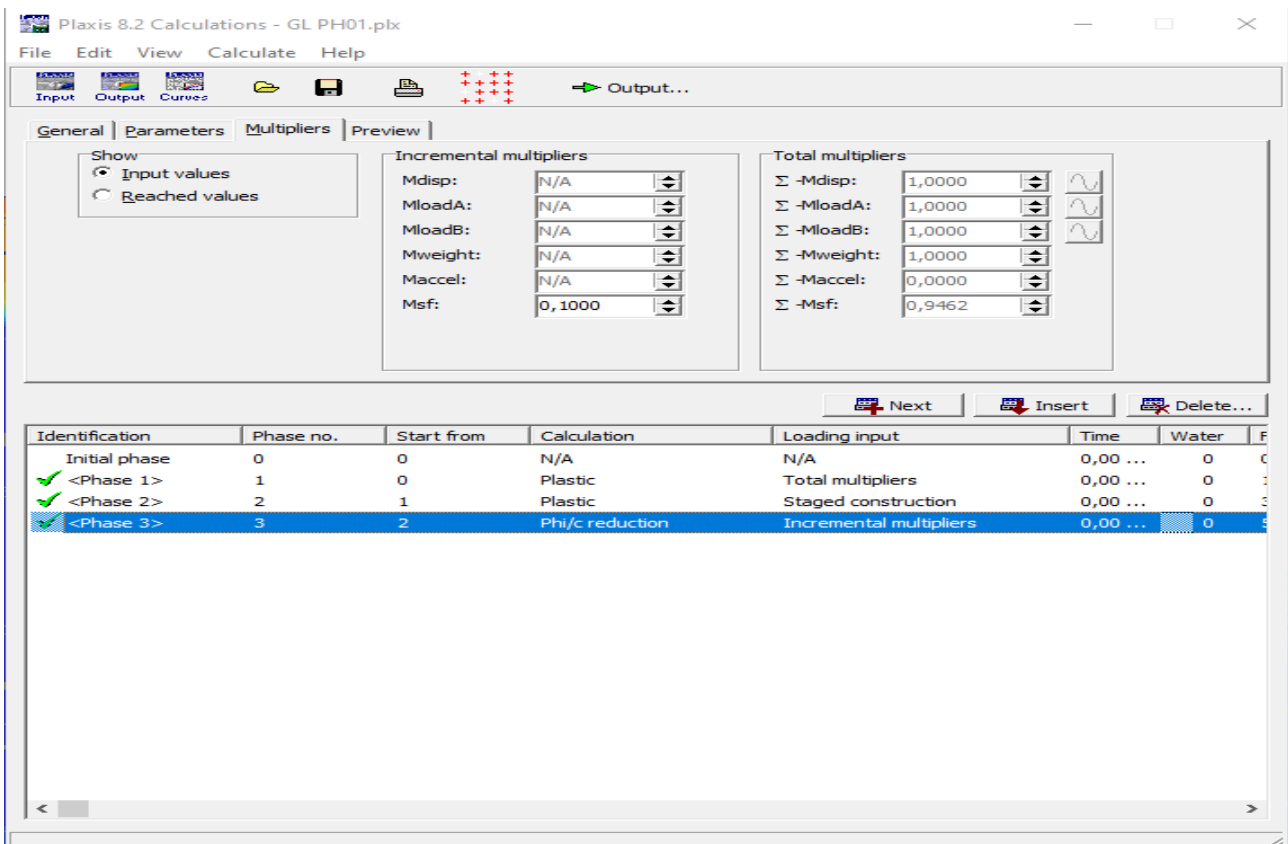


Fig. V-23. Etapes du calcul avant confortement

V.2.2.6 Résultats des calculs avant confortement

V.2.2.6.1 Zone de rupture avant confortement

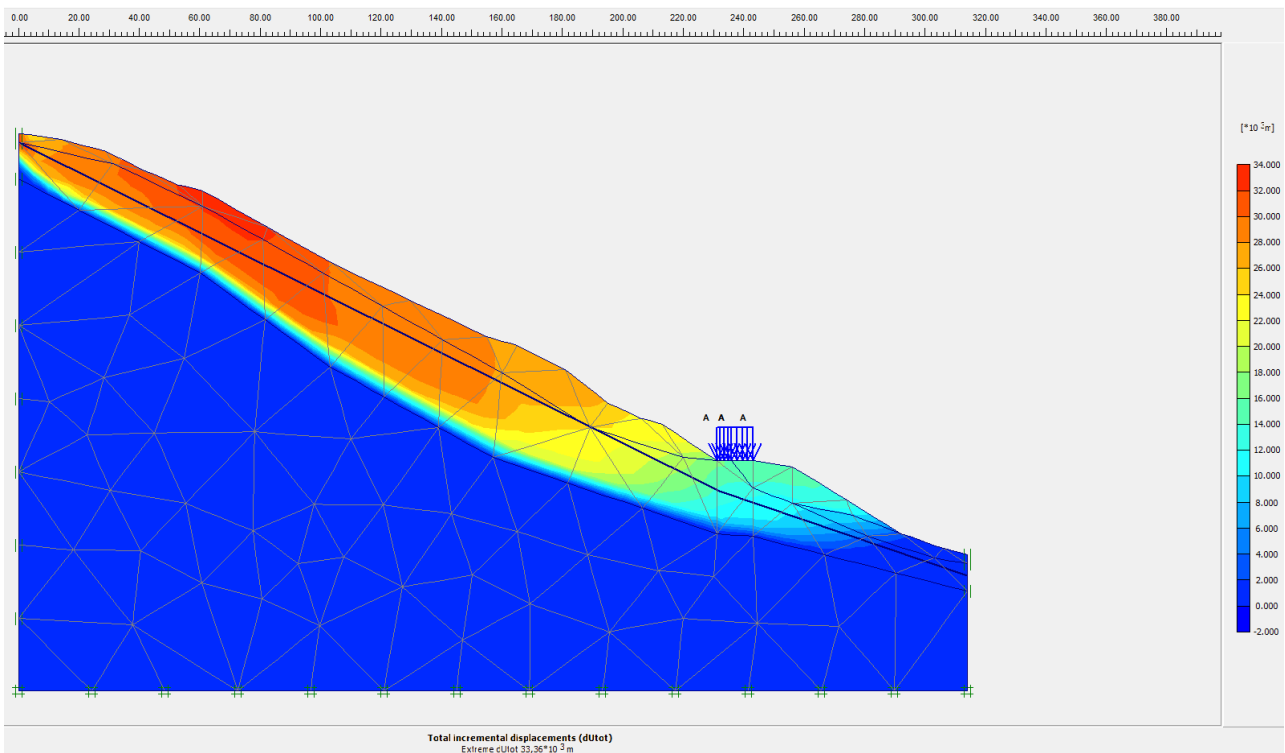


Fig. V-24. Zone de rupture avant confortement

V.2.2.6.2 Résultat de calcul de Fs par PLAXIS (avant confortement)

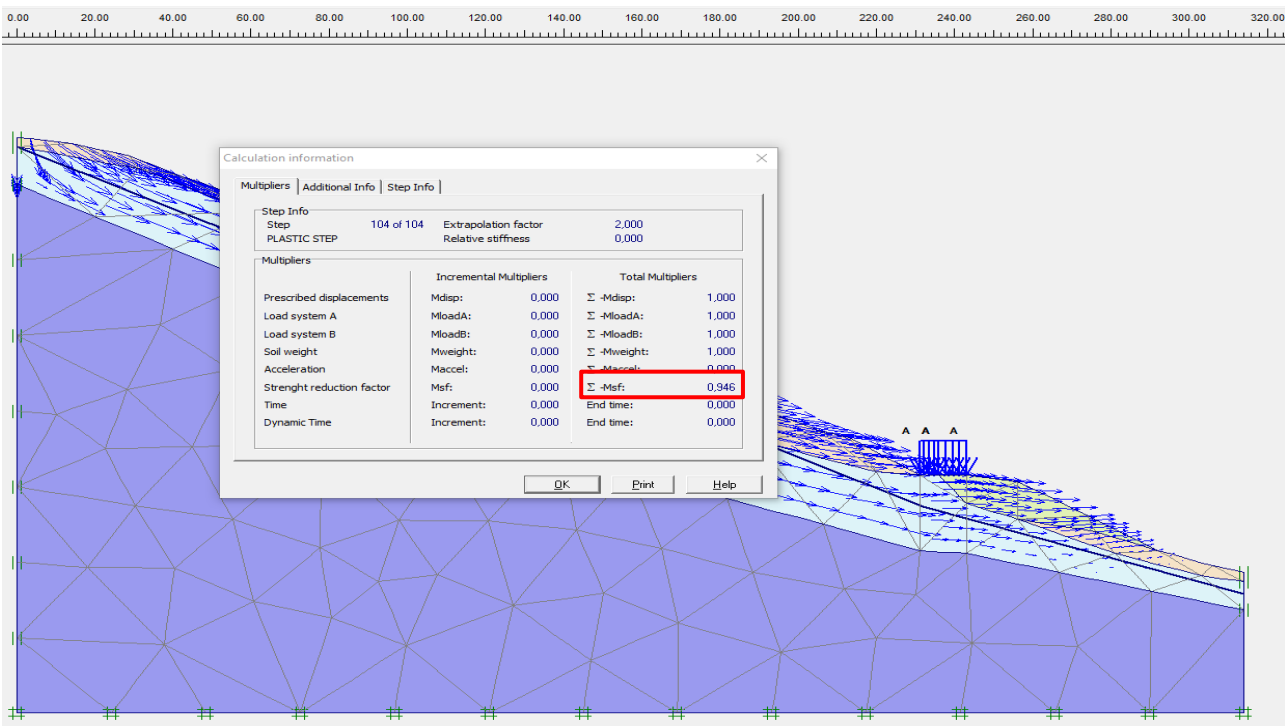


Fig. V-25. Résultat de Fs avant confortement

V.2.2.6.3 Résultats de déplacement avant confortement

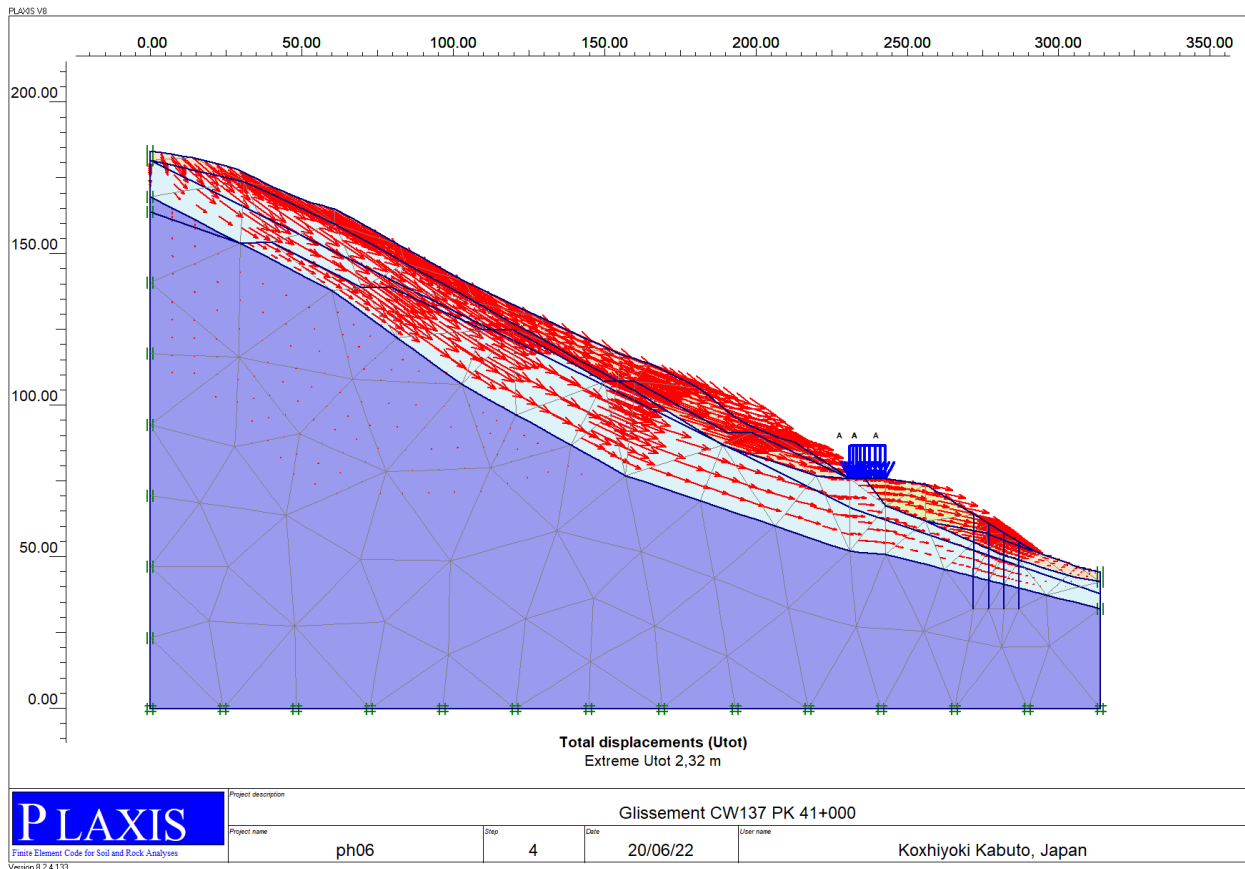


Fig. V-26. Résultats de déplacement avant confortement

Commentaire des résultats

Le déplacement total de talus question d'étude est de l'ordre de 2.32 m, ainsi que le coefficient de sécurité F_s vis-à-vis au glissement est inférieure à 1.5, ce sont des résultats qui confirment les dégradations apparues sur notre versant.

V.3 Conclusion

L'étude de la stabilité de notre site par l'utilisation des plusieurs méthodes qu'elles soient manuelles ou numériques nous a permis de donner des valeurs de coefficient de sécurité inférieures au seuil requis vis-à-vis au glissement à savoir 1.5, ces valeurs confirment l'instabilité de ce versant.

Par conséquent, une étude de confortement est indispensable que nous essayons de développer dans le chapitre suivant afin de stabiliser notre site.

Chapitre VI : Etude de Confortement

VI.1 Introduction

Devant les résultats obtenus par l'étude de stabilité de notre versant, la mise en œuvre des moyennes de confortement devient indispensable voire obligatoire afin de le stabiliser.

Ce présente chapitre a pour but de stabiliser notre glissement par l'utilisation des moyennes de confortement adéquats.

VI.2 Méthode de confortement et de stabilisation

Pour la stabilisation de notre site on a combiné les trois actions :

- ✚ Reprofilage (action sur la géométrie).
- ✚ Rabattement de la nappe phréatique par l'utilisation des tranchées drainantes.
- ✚ Renforcement du sol par la mise en place des pieux.

VI.3 Confortement avec logiciel PLAXIS

VI.3.1 Reprofilage et rabattement de la nappe

Ce procédé consiste à venir terrasser dans la partie supérieure du glissement pour diminuer le poids moteur. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

VI.3.1.1 Modélisation de système

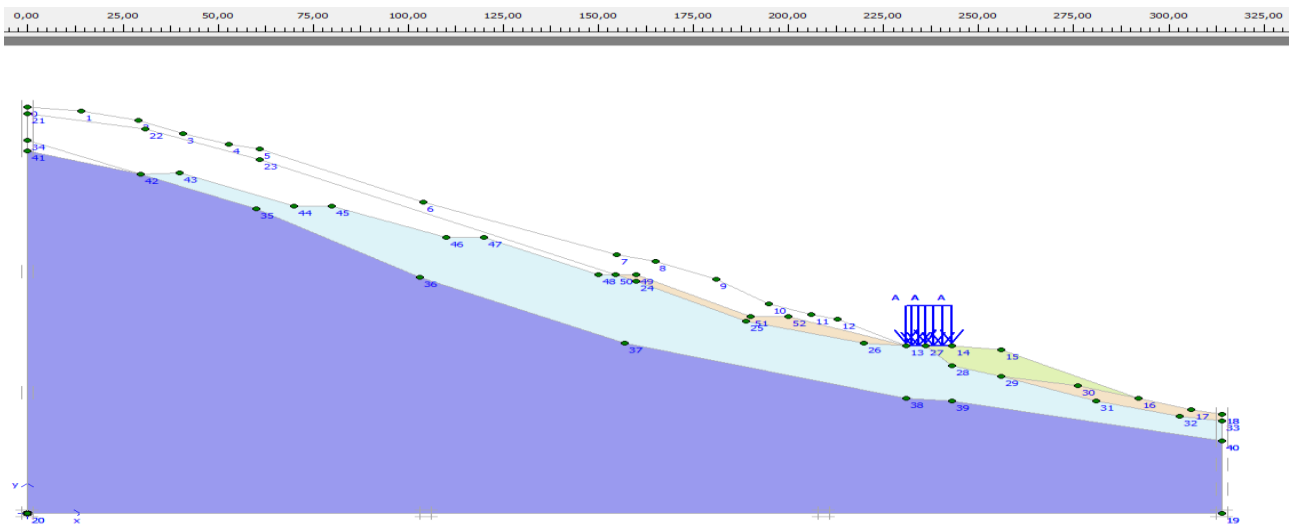


Fig. VI-1. Talus après reprofilage

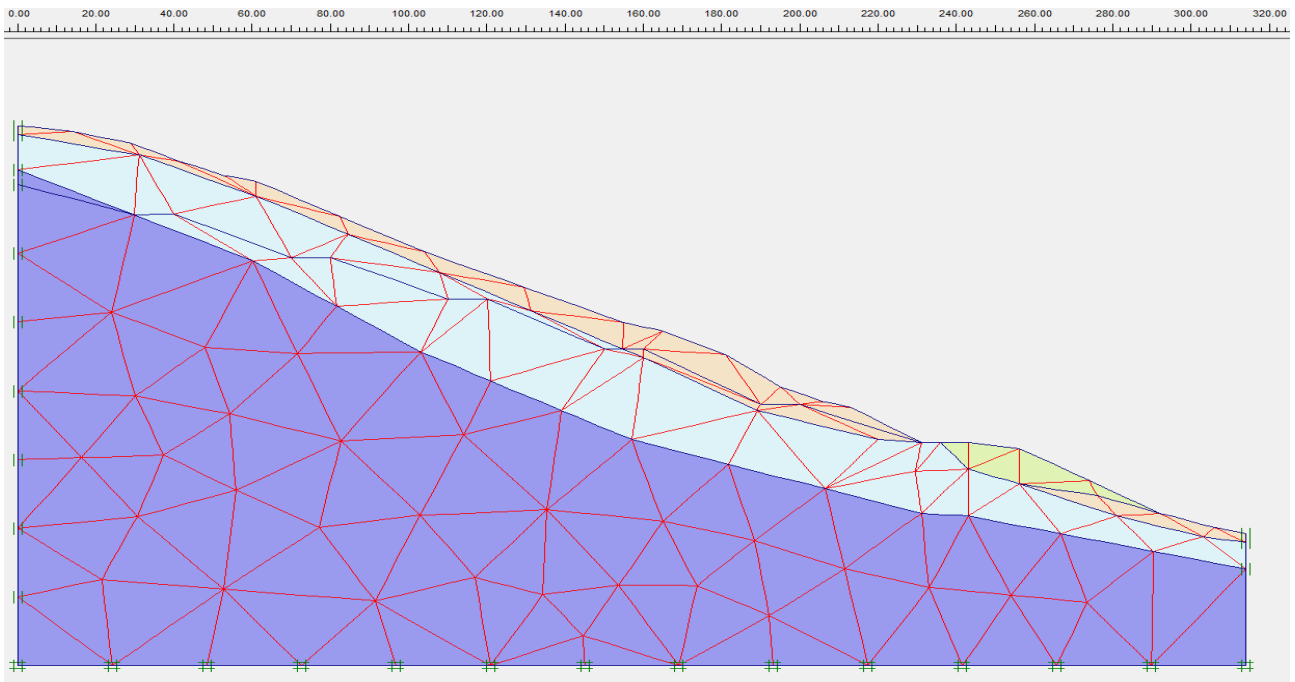


Fig. VI-2. Maillage de modèle

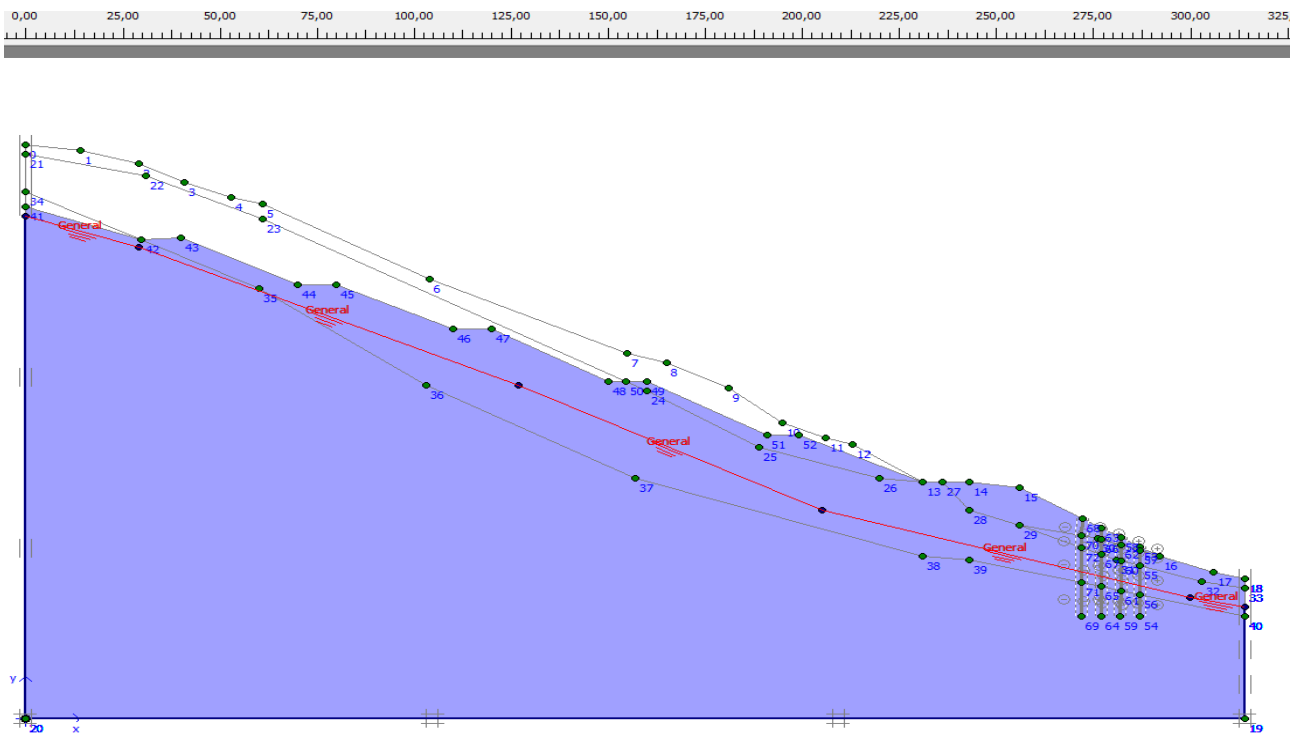


Fig. VI-3. Définition de la nappe après rabattement

VI.3.1.2 Phases de calcul

Le calcul du modèle se fait en 5 phases voire Fig VI-4

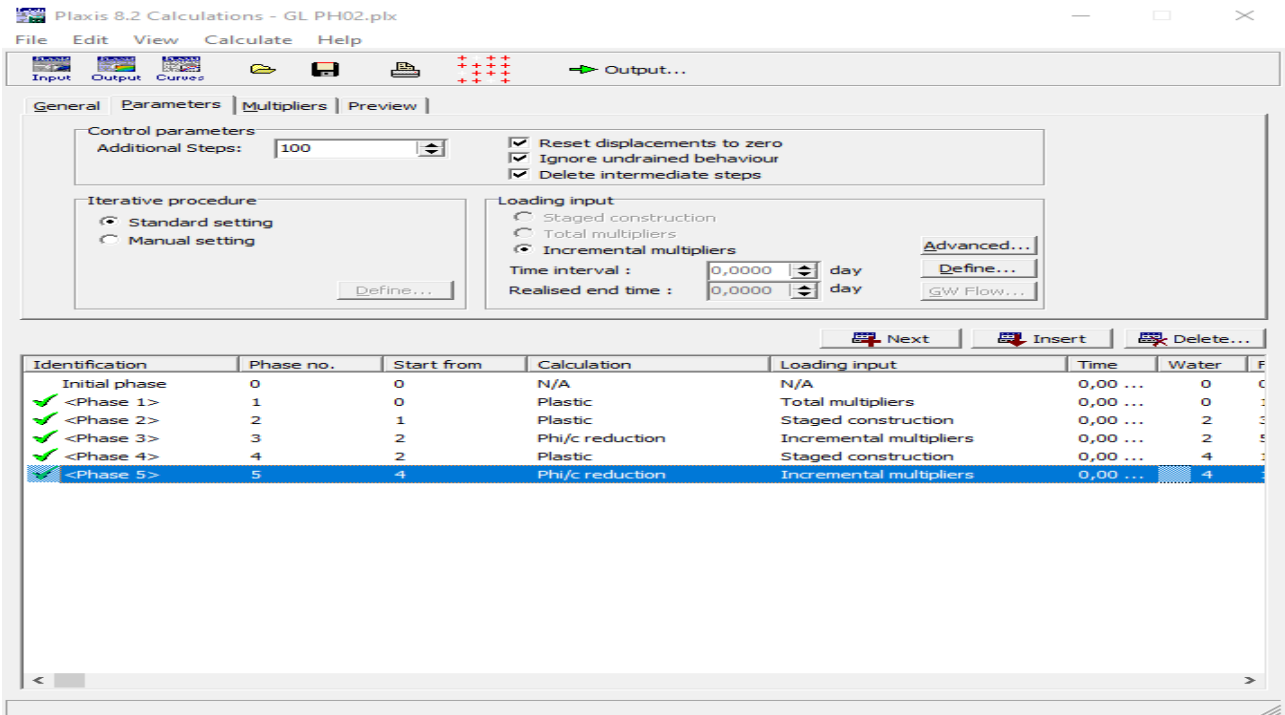


Fig. VI-4. Les phases du calcul de coefficient de sécurité après reprofilage

VI.3.1.3 Résultats de calcul de Fs après reprofilage

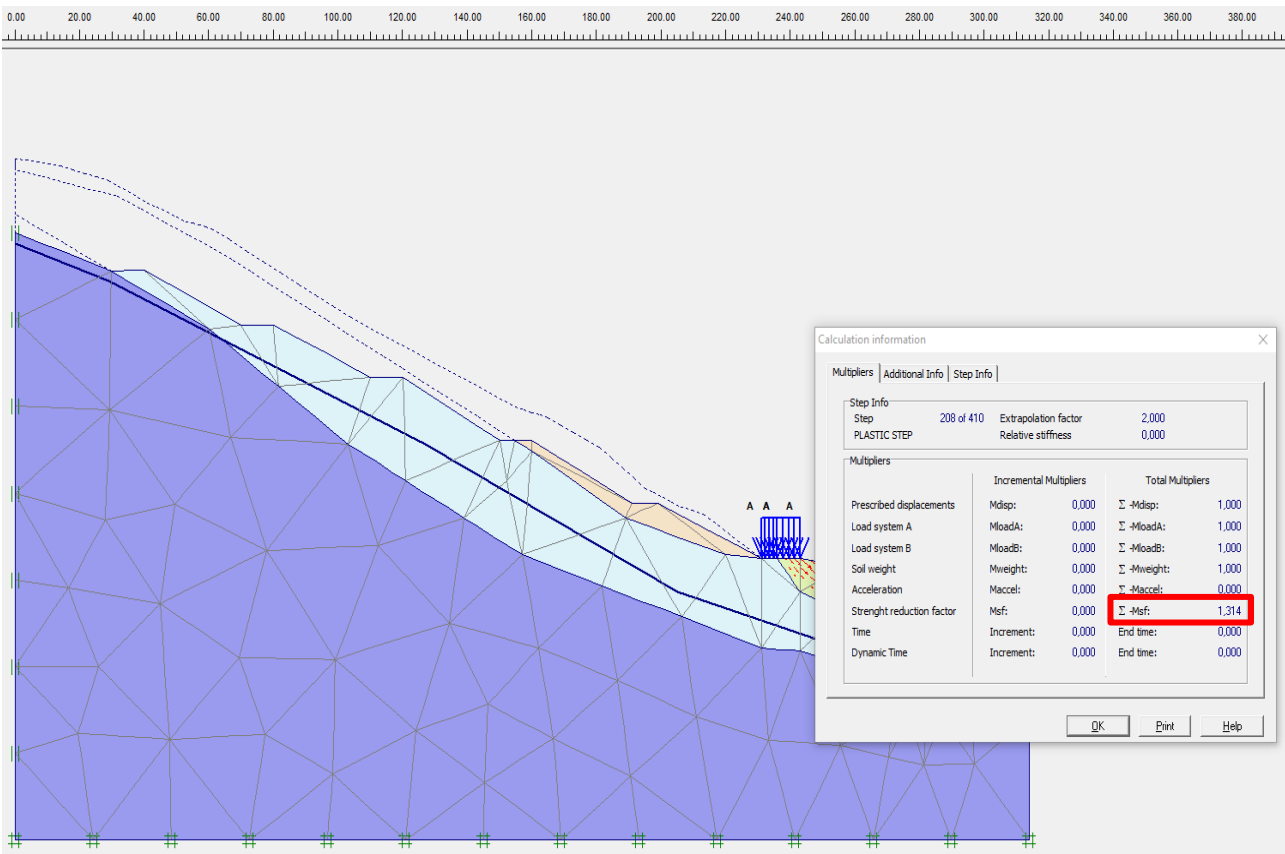


Fig. VI-5. Résultats de Fs après reprofilage

Commentaire des résultats :

$F_s = 1.314 < 1,5$ Nous pouvons dire que le talus n'est pas encore stable.

Pour assurer la stabilité on propose l'ajoute de quatre fille de pieux.

VI.3.2 Renforcement du sol par la mise en place des pieux

VI.3.2.1 Caractéristiques des pieux

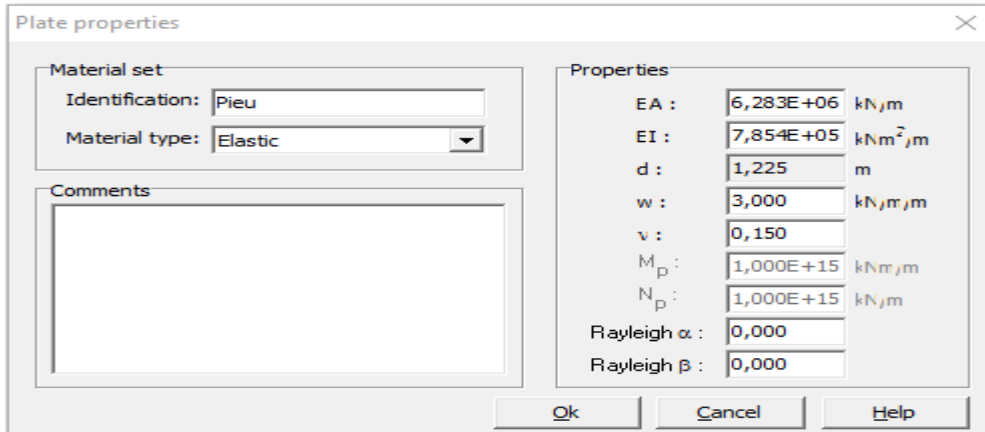


Fig. VI-6. Caractéristiques des pieux

VI.3.2.2 Modélisation de système

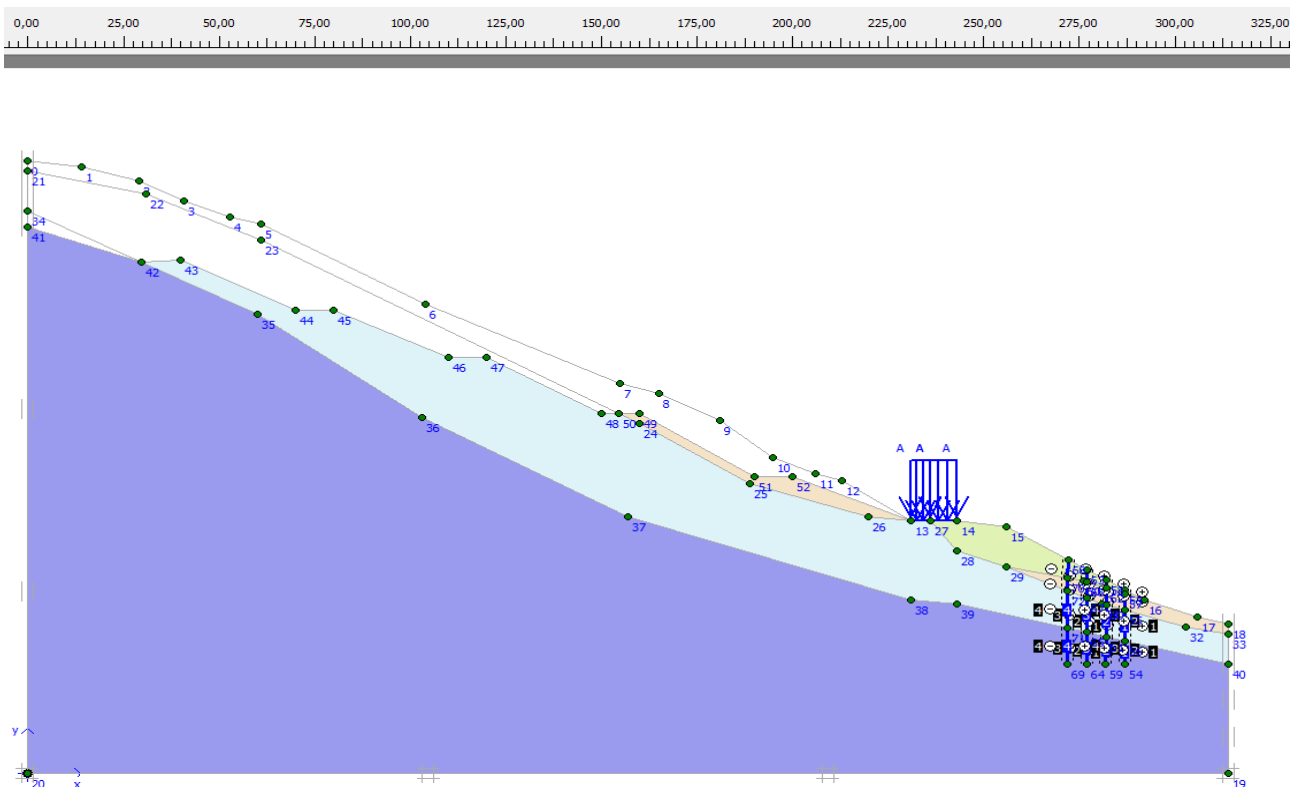


Fig. VI-7. Talus après renforcement par des pieux

VI.3.2.3 Phases de calcul après confortement

Le calcul du modèle se fait en 7 phases voire Fig VI-7

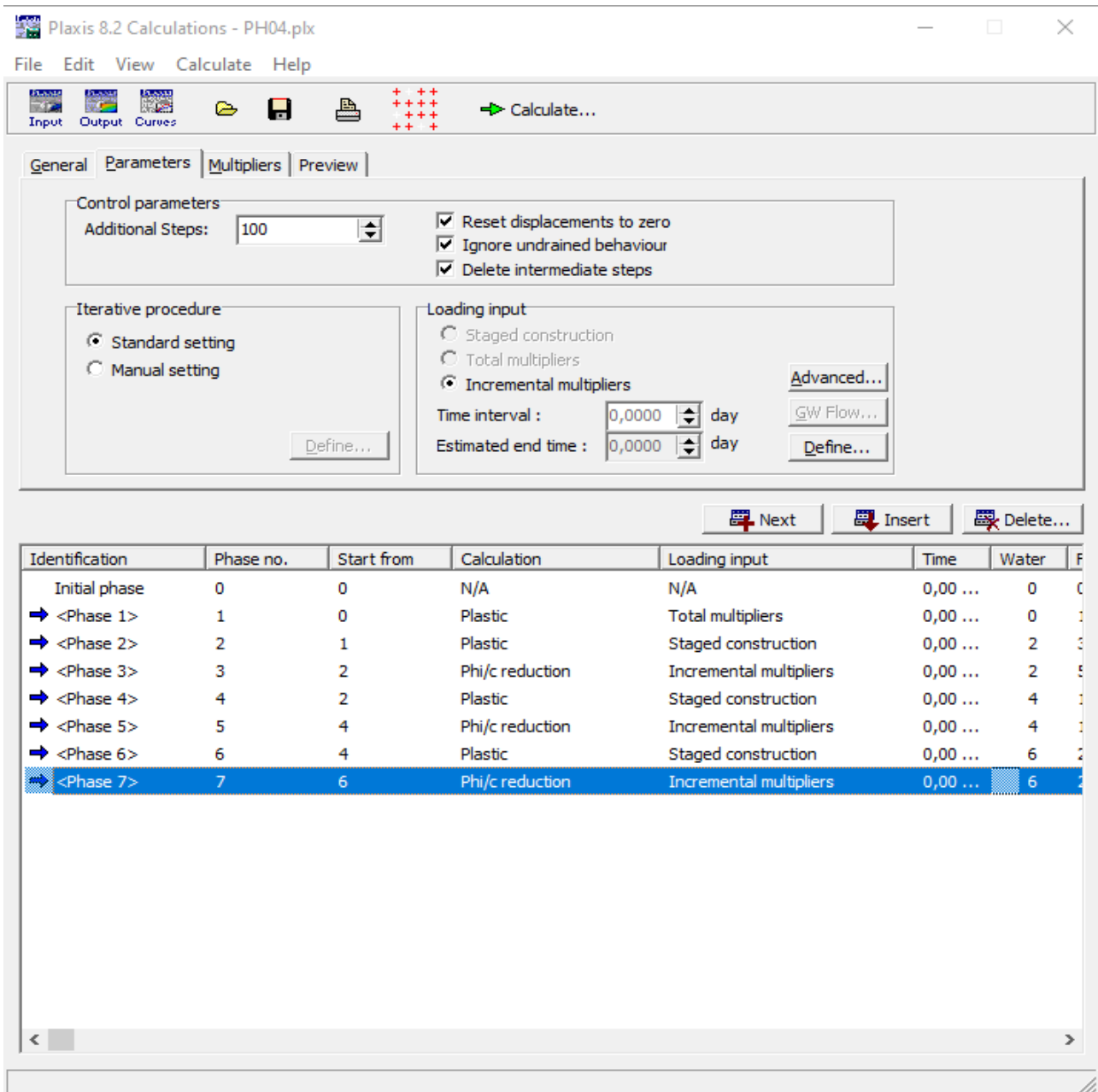


Fig. VI-8. Les phases du calcul de coefficient de sécurité après confortement

VI.3.2.4 Résultats des calculs après confortement

VI.3.2.4.1 Résultat de facteur de sécurité après confortement

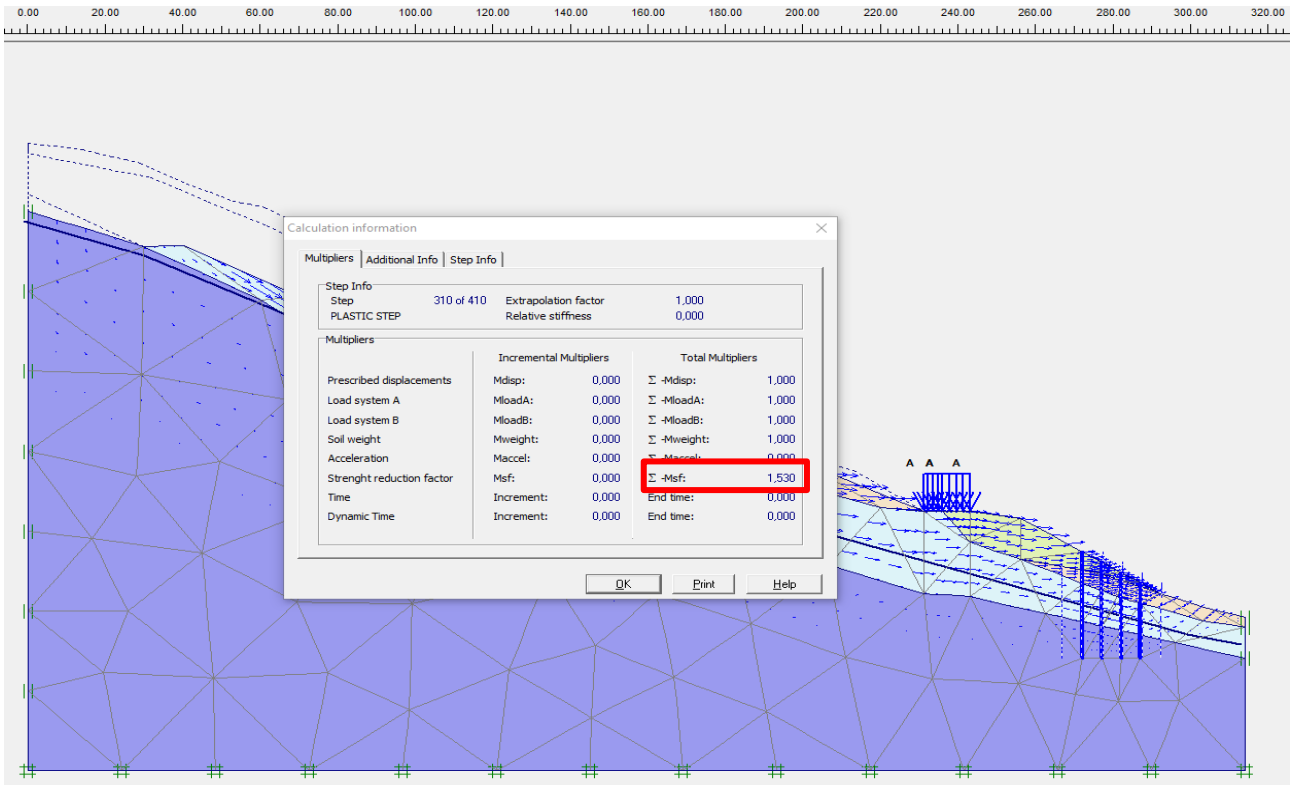


Fig. VI-9. Résultats de FS après confortemnt

VI.3.2.4.2 Zone de rupture après confortement

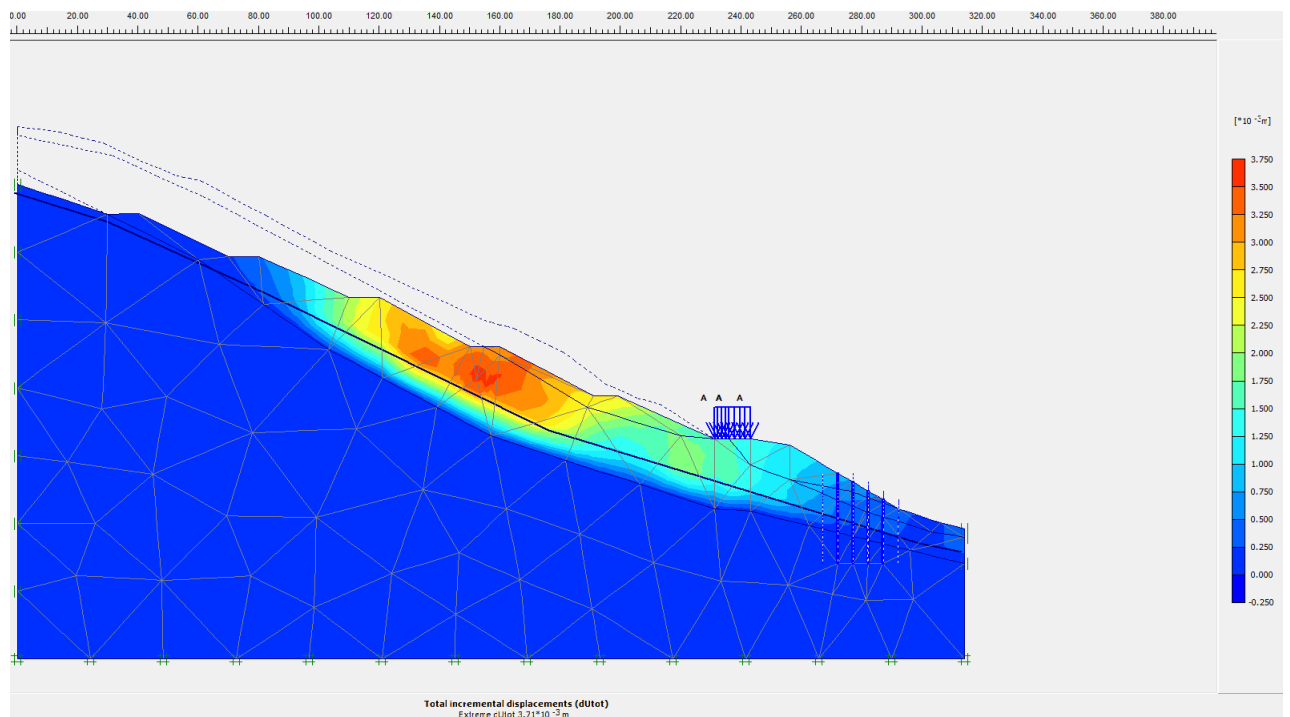


Fig. VI-10. Zone de rupture après confortemen

Commentaire des résultats :

Après renforcement de notre versant par l'implantation de quatre file de pieux placé au bas de talus, nous remarquons que le coefficient de sécurité FS est supérieur à 1,5 ; donc le talus est devenu stable.

Les zones qui contiennent des forts déplacements et le mécanisme de rupture sont affichées dans les figures suivantes ;

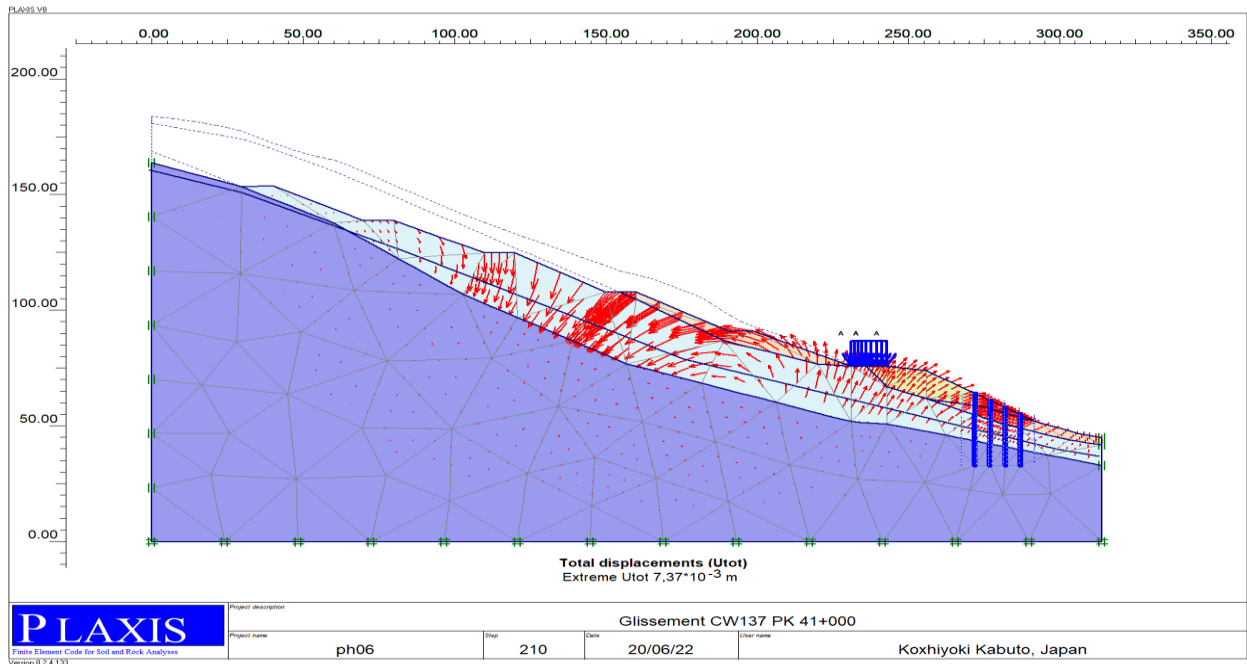


Fig. VI-11. Déplacements total après confortement

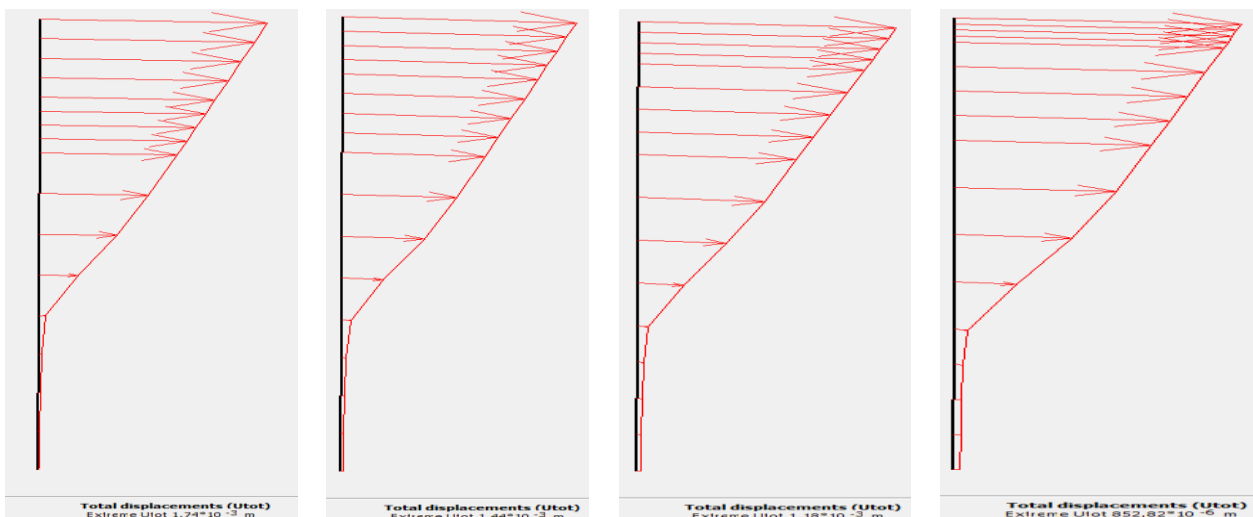


Fig. VI-12. Déplacements total des pieux

À travers de ces figures nous pouvons voir clairement que les déplacements totaux sont négligeables.

VI.3.3 Devis quantitative et estimative

L'estimation financière à partir des métrés relatifs aux solutions de confortement est donnée dans le Tab. VI- 1 ci-dessous :

N°	Désignation	U	Qte	P.U	MONTANT H.T
1	Déblais de grande masse en terrains meubles et évacuation en dépôt définitif agréé par le maître d'ouvrage	m ³	200000	500.00	100000000.00
2	Déblais de grande masse en terrains rocheux et évacuation en dépôt définitif agréé par le maître d'ouvrage	m ³	15000	2000.00	30000000.00
3	Réalisation de pieux ϕ 1200mm en terrain toutes natures y compris toutes sujétions de fourniture et de réalisation (forage, béton armé de classe C30/37 et recépage, chemisage ou à la bentonite)	ml	1400	60000.00	84000000.00
4	Recépage des pieux	U	56	12500.00	700000.00
5	Réalisation de tranchées drainantes 1,5mx2,0m y compris fouilles, matériaux drainants, géotextile de séparation filtration et drain perforé ϕ 200 mm	ml	300	8000.00	2400000.00
6	Fourniture d'un TVO 0/60mm et réalisation d'une couche de forme de 35cm d'épaisseur et des accotements de la chaussée	m ³	500	1750.00	875000.00
7	Fourniture et pose d'une grave concassée 0/31,5mm (couche de fondation) de 30 cm d'épaisseur	m ³	250	2400.00	600000.00
8	Fourniture et pose d'une grave concassée 0/20 mm (couche de base) de 20 cm d'épaisseur	m ³	210	2800.00	588000.00
9	Fourniture et pose d'un béton bitumineux 0/14mm pour la couche de roulement de 6cm d'épaisseur	T	90	8000.00	720000.00
10	Réalisation de fossés bétonnés de dimensions 1,5x1,5 x 1,5m, épaisseur de 10cm et armés au treillis soudé ϕ 6mm mailles 10x10 cm	ml	300	3500.00	1050000.00
				Total H.T	220933000.00
				T.V.A 19%	41977270.00
				Total.T.T.C	262910270.00

Tab. VI-1 Devis estimative et quantitative de confortement

VI.4 Conclusion

A la lumière des différents résultats de coefficient de sécurité il apparaît que le choix du confortement comme système de parade au glissement s'avère indispensable pour remédier à l'instabilité des talus vis-à-vis au glissement, dans notre cas nous avons opté pour trois actions principales, un reprofilage suivi d'un rabattement de la nappe par la réalisation des tranché drainante enveloppé par la géotextile de filtration, afin de diminuer les forces motrice, et enfin un renforcement du terrain par l'implantation des pieux qui nous a conduit à un coefficient de sécurité supérieur à 1.5, synonyme d'un talus stable.

Conclusion Générale

L'objectif du travail présenté dans cette thèse est le confortement d'un glissement de terrain situé sur la CW 137 exactement au PK 41+000 dans la commune d'Erraguène au sud-ouest du chef-lieu de la wilya de Jijel.

En ce qui concerne la méthodologie, la stabilité du terrain a été analysée afin de localiser la surface de rupture potentielle. Cette analyse est réalisée à l'aide de deux théories. Par les différentes méthodes d'équilibre limite basées sur la théorie du calcul à la rupture au moyen d'un calcul manuel et avec le logiciel GEOSLOPE, et l'analyse par la méthode des éléments finis implémentée dans le logiciel PLAXIS, et elles ont permis de localiser les surfaces du glissement critique.

À partir de ces analyses, une approche d'analyse de stabilité avec la combinaison de trois actions de confortement a été étudiée et ces actions de confortement sont associées à un coefficient de sécurité qui indique de leur degré d'efficacité.

La solution qui a été retenue est celle qui prévoit un reprofilage suivi d'un rabattement de la nappe phréatique et enfin un renforcement du terrain par l'implantation de pieux en bas de talus. Cette solution a permis d'atteindre un niveau de sécurité très encourageant de notre versant vis-à-vis au glissement.

À travers cette étude, on peut dire que lors de l'étude de stabilité d'un glissement de terrain, nous devons être pleinement conscients des causes de glissement afin de lutter efficacement contre, et d'autre part, il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux de la nappe phréatique, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

Références bibliographiques

1. ZAMMOURI Nabil, BOUDERBALA Touati PFE 2015 Ecole Nationale Polytechnique d'Oran : « Etude de stabilisation d'un glissement de terrain au niveau de la ligne ferroviaire MECHREA-MOHAMADIA à l'aide de série micropieux relié avec un mur de soutènement ancré ».
2. Colas (G.) et Pilot.G. (1976), "Description et classification des glissements de terrain.
3. Flageollet .J.C. (1989). " Les mouvements de terrain et leur prévention. 224 p, Masson Paris (1989)
4. Fellenius, Wolmar. (1936), "Calculation of the stability of earth dams. In Calculation of the stability of earth dams, Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC, p.445-463
5. Bishop, Alan. W. (1955)," The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 5, pp.7-17
6. Spencer, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces". Geotechnique 17, pp.11-26.
7. Janbu, N. (1968), "Slope stability computations, Soil Mech. And Found. Engrg. Rep., The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.
8. Raulin P., Rouques G., Toubol A. (1974), " Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire". Rapport recherche n° 36 LCPC.
9. A. Koudery.2005. "Stabilité des pentes", Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, <http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>.
10. D.W. Taylor.(1966), "Fundamentals of soil mechanics, John Wiley & sons, London, U.K, 1966.
11. Faure R.M. (1985), "Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations". Revue française de Géotechnique,N : 33, pp. 49-59.
12. Reiffsteck Ph , (2001), " Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes".
13. DJELABI Abdenour PFE 2016 Université Mohamed Boudiaf –M'sila ; Étude du glissement au PK 91+100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz (Analyse des causes et études du confortement).

ANNEXES

Photos de Sondage SC 01 pk 41+000









RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC01

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137 -PK 41+000.
Endroit : pk 41+000

Dossier N° : 28/E/18/2017
Client : DTP JIJEL

Date début : 10/08/2018
Date fin : 12/08/2018
Profondeur forée (m) : 27
Niveau d'eau (m) : 7

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : EAU
Type forage : ROTATION
Foreuse : APAROR 450 RS

Etat des échantillons :



Echelle (m) Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.00										terre végétale	
1.00										Argiles plastique avec graviers	
2.00					CR					Marne argileuses friables	
3.00											
4.00											
5.00											
6.00											
7.00											
8.00											
9.00											
10.00											
11.00											
12.00											
13.00											
14.00											
15.00											
16.00											
17.00											
18.00											
19.00											
20.00											
21.00											
22.00											
23.00											
24.00											
25.00											
26.00											
27.00											
28.00										Fin du forage à une profondeur de 27 m.	
29.00											
30.00											
31.00											
32.00											
33.00											
34.00											
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :	
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	
										ABREVIATIONS :	
										AD : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _r) AC : Analyse chimique CIS : Classification isotrope TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : AMMOUR.M				Vérifié par : HASSEINE.A				05/10/2018		Page : 1 de 1	

Photos de Sondage SC 02 pk 41+000





Sondage N°2 ; Caisse N° 3 (15.5– 21.5m)



Sondage N°2 ; Caisse N° 4 (21.5– 25.5m)

Sondage N°2 ; Caisse N° 5 (25.5– 28.5m)



Sondage N°2 ; Caisse N° 6 (28.5– 30m)





RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137 -PK 41+000.
 Endroit : pk 41+000

Dossier N° : 28/E/18/2017
 Client : DTP JIJEL

Date début : 12/08/2018
 Date fin : 13/08/2018
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) : 8,5

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATION
 Foreuse : APAROR 450 RS

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0											Remblais	
4.0												
6.0												
8.0									8.5		Argiles marneuses schisteuses	
10.0												
12.0												
14.0												
16.0												
18.0												
20.0												
21.00											Argiles Marneuses plastique	
21.50											Argiles marneuses schisteuses	
22.00												
22.50												
23.00											Argiles Marneuses plastique	
24.0												
24.50												
26.0												
26.50											Calcaire a silex	
28.0												
30.0												
30.00											Fin du forage à une profondeur de 30 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimécombre
 L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gs, Gn)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 Gc : Gonflement libre
 R : Refus à renforcement

Préparé par : AMMOUR.M

Vérifié par : HASSEINE.A

08/10/2018

Page : 1 de 1

Photos de Sondage SC 03 pk 41+000

Sondage N°3 ; Caisse N° 1 (06- 08m)



Sondage N°3 ; Caisse N° 2 (08- 15m)



Sondage N°3 ; Caisse N° 3 (15– 20.5m)



Sondage N°3 ; Caisse N° 4 (20.5– 26 m)



Sondage N°3 ; Caisse N° 5 (26– 30 m)



Sondage N°3 ; Caisse N° 6 (30– 31 m)





RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC03

Projet : Etude géotechnique de glissement N°01 -CW 137 -PK 41+000.

Dossier N° : 28/E/18/2017

Endroit : pk 41+000

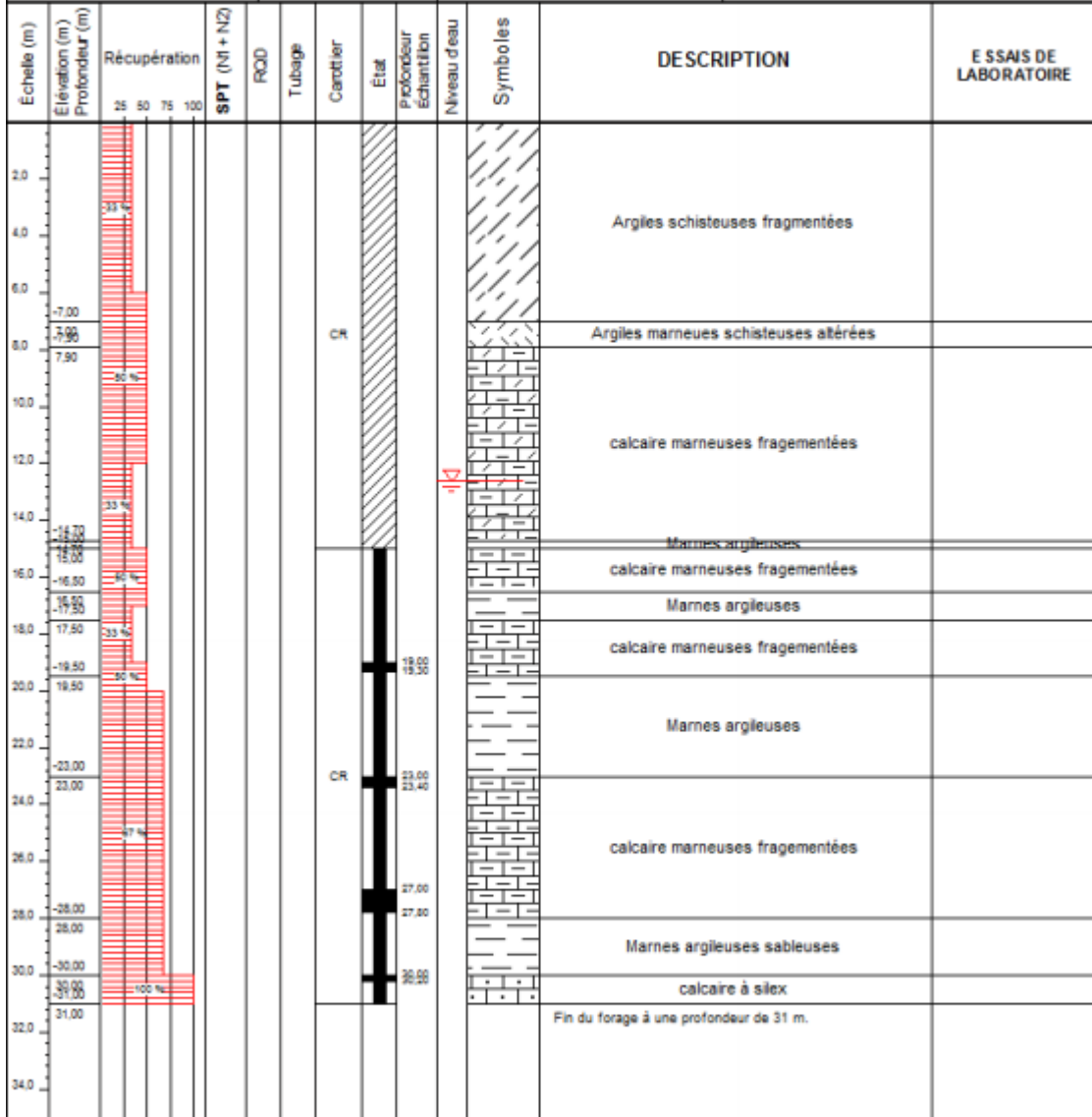
Client : DTP JJEL

Date début : 27/08/2018
Date fin : 28/08/2018
Profondeur forée (m) : 31
Niveau d'eau (m) : 12,8

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : EAU
Type forage : ROTATION
Foreuse : APAROR 450 RS

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

- AD : Analyse granulométrique
- S : Sédimétrie
- L : Limites d'Atterberg (W_L, I_p)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique (d_s, G_s)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : AMMOUR M

Vérifié par : HASSEINE A

11/10/2018

Page : 1 de 1