République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Dr YAHIA FARES de Médéa
Faculté des Sciences et de La Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière de génie civil

Mémoire
Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Génie Géotechnique

Thème :

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

Présentée par :

- BOUGUERRA Amine
- MAHIDDINE Mohamed
- HAMADI Zoheyr

Dirigée par :

- Mme. MEDJITNA Lamia

« Promotion : 2015 »

Dédicace

Je dédie ce mémoire à :

Mes très chers parents, pour leur amour, sacrifice, patience, et leur encouragement. Je voudrais vous exprimer toute mon affection et admiration.

A toutes les membres de la famille, tous mes amis et toutes les personnes que j'aime et je respecte.

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en Particulier, nous tenons à remercier, le ***Dieu miséricordieux*** *qui nous a donné la Force d'achever cette réalisation.*

Un grand merci à notre promotrice M me : ***MEDJITNA .L***

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire.

Amine, Mohamed et Zoheyr.

ملخص :

في هذا العمل نقدم عموميات حول حركة التربة و بالضبط انزلاق التربة : خصائصها ، أنواعها، مختلف أسبابها، وأنظمة الحلول المقترحة لها.وكذالك التقنيات المستخدمة لتقويتها .

نقدم هنا المنهجية المستعملة من طرف مكاتب الدراسات لدراسة انزلاق التربة وكذلك التطورات الجارية التي تركز على محاكاة العمليات الحسابية (طريقة العناصر المحدودة)، و تقوية التربة عن طريق ملاحظة نتائج الحسابات ومراقبة تحركاتها على السطح وعلى العمق .و ذالك باستعمال برنامج (plaxis 8.2) للتحقق من صحة الحلول المقترحة لتحسين و سلامة المشروع.

كلمات مفتاحيه :

المنهجية - انزلاق (التربة) –معرفة (استكشاف)- تحليل – حركة (انتقال) – الاستقرار – العناصر المنتهية (طريقة)- plaxis – الجيولوجيا – برنامج الحساب.

Résumé :

Dans ce travail nous présenterons des généralités sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements de terrain, leurs caractéristiques, types et différentes causes, ainsi que les différentes méthodes de confortement, et ainsi les techniques mises en œuvre pour leurs traitements. On présente ici la méthodologie utilisée par les bureaux des études pour les études courantes de glissements de terrains ainsi que les développements en cours qui portent notamment sur la simulation des calculs de stabilité en déformations (méthode des éléments finis), le traitement par visualisation des résultats des calculs de stabilité et la surveillance des déplacements en surface et en profondeur. À l'aide du logiciel Plaxis 8.2 a permis de valider les solutions proposées pour améliorer la sécurité de l'ouvrage.

MOTS CLÉS : *Méthodologie -- Glissement (terrain) -- Reconnaissance (prospect) – Analyse -- mouvement(Déplacement) -- Stabilité -- Éléments finis (méthode) -- plaxis— géologie -- Programme de calcul.*

Abstract:

In this work we present generalities about landslides exactly landslides, characteristics, types and causes, as well as different methods and techniques confortement.et implemented to their treatments. We present here the methodology used by the offices of studies for current studies of landslides as well as developments underway that focus on the simulation of deformation stability calculations (finite element method), visualization by treating the results of stability calculations and monitoring of movements on the surface and at depth. Using the Plaxis 8.2 code has validated the proposed solutions to improve the safety of the structure.

Keywords:

Methodology –Slide (soil) - Recognition (prospect) - Analysis - Movement (transfer) - Stability - Finite element (method) - PLAXIS-geology - Calculation program.

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Introduction générale sur les glissements de terrain

I.1. Définition du mouvement de terrain ……..…….....3

I.2. Types de mouvement de terrain ……...……...……....3

I.2.1. Les mouvements lents et continus ……..……..……..…3

I.2.1.1. L'affaissement …… ..…… .....……3

I.2.1.2. Le tassement ……..……4

I.2.1.3. Le glissement de terrain ……..……5

I.2.1.4. Le retrait-gonflement …… ..……5

I.2.1.5. Le fluage ……..……6

I.2.1.6. Solifluxion …… .....……6

I.2.2. Les mouvements rapides et discontinus ……..…….....……..7

I.2.2.1. Les effondrements de cavités souterraines …… ..……7

I.2.2.2. L'éboulement et chutes de blocs et de pierres …… ..……7

I.2.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles ……..……8

I.2.2.4. Érosion littorale …… ..……8

I.3. Définition du Glissement de terrain ……..……9

I.4. Les type des glissements de terrain ……..…..10

I.4.1. Glissement plane (translatif) …… .....……10

I.4.2. Glissement circulaire ou rotatif …… ..……10

I.4.3. Glissement quelconque ……..……10

I. 5. La classification du glissement de terrain ……11

I. 5.1. Glissement superficiel …… .....……12

I. 5.2. Glissement profond ……..……12

I. 6. Les causes de glissement de terrain ……..……12

I.6.1. Action et influence de l'eau ……12

I.6.2. Action de la pesanteur ……..……13

I.6.3. La nature des terrains ……..……13

I.6.5. Les actions mécaniques externes ……13

I.6.6. Actions sismiques …… .....……14

I.6.7. Action de déboisement …… ..……14

I.6.8. Actions anthropiques …… .....……14

I.7. L'eau et les risques de glissements de terrain ……..…….14
I.8. Méthodologie de l'étude des glissements de terrains ……..…...15

Chapitre II : Reconnaissance Géotechnique

II.1. Reconnaissance préliminaires et étude géotechnique ……..……..18
II.1.1. Les essais géotechniques ……...……...……18
II.1.1.1. Les essais "in situ" ……..……18
a)Le pénétromètre dynamique PDL …… .....……18
b)Les sondages …… ...……20
II.1.1.2 Les essais de laboratoire ……...23
a)Teneur en eau naturelle …… ....……23
b)Analyse granulométrique…… .....……23
c)Les limites d'Atterberg……..……24
d)Les essais de cisaillement…… .....……24
e)L'essai oedométrique…… ...……25
II.1.2. Reconnaissance géologique……..……..26
II.1.3. Reconnaissance hydrogéologique……..…….……..27
II.1.3.1. Perméabilité à l'eau……28
II.2. Influence de l'eau dans le glissement de terrain……..……29
II.2.1. A propos de l'eau dans le sol……29
II.2.1.1. Rôle de l'eau…… .....……29
a)Eau de pluie…… .....……29
b)Présence de nappe……29
II.3. Reconnaissance de la surface de glissement……..……30
II. 3.1 Étude morphologique du terrain……30
II.3.2 L'observation sur les carottes de sondages…… .....……31
II.3.3 Les inclinomètres……..……31
II.3.4 Vecteurs de déplacements……..……32
II.3.5 Variation de la teneur en eau avec la profondeur……33

Chapitre III : Les méthodes du calcul des glissements des terrains

III.1 Notion de facteur de sécurité……..…....……..…..… 35
III.2 Les Méthodes d'analyses d'un glissement de terrain……..…36
III.2.1. Méthode de TAYLOR (1937)……...……..……..……36
a)Hypothèses……36

b) Les Types de rupture……37
III.2.1.1 Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent (φ =0)……38
III.2.1.2 Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne(φ≠0)…… ……40
III.2.2. Méthode de Bishop simplifiée……..……...……43
III.2.3. Méthode de Fellenius…….....……..……....44
III.2.4 Méthodes des éléments finis…….....…….. …..46
III.2.4.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques……..…46

Chapitre IV : Les Différentes techniques de confortement

IV.1. Techniques et moyens de confortement……...……...…..…48
IV.1.1. Les différentes techniques de confortement …… 48
IV.1.1.1. La modification géométrique ……..……..……..…..48
a- Le déchargement en tête……..…… 48
b- Le chargement en pied…… ....…… 49
c- Le reprofilage…… ..... ……49
IV.1.1.2. La substitution ……..…….....……..…...……..50
IV.1.1.3. Le drainage …….....…….....51
a- Les tranchées drainantes ……51
b- Les éperons drainants …… .....……52
c- Les drains subhorizontaux ……...……52
d- Les drains verticaux ……53
IV.1.1.4. La végétalisation ……..…..……...…..…....53
IV.1.1.5. Les éléments résistants ……..……...……...54
a- Les ouvrages de soutènement …… .....……54
a.1. Les murs de soutènements …… ……54
a.2. Les rideaux de palplanches …… ...……55
a.3. La terre armée …… ....……55
b- Les tirants d'encrage……56
c- Le clouage …… .....……57
d- Les géotextiles …… .....……57

Chapitre V: ***Présentation du code de calcul " PLAXIS"***

V.1. Présentations de PLAXIS ……..……..……..…69

V.2. Les modèles de comportement utilisent dans PLAXIS……...……60

V.2.1. Comportement élasto-plastique……..60

V.2.2. Modèle élastique linéaire……..62

V.2.3. Modèle de Mohr-Coulomb……...……...…..……62

V.2.3.1. Module d'Young……..……64

V.2.3.2. Coefficient de Poisson……..……65

V.2.3.3. Angle de frottement……...66

V.2.3.4. Cohésion……..66

V.2.3.5. Angle de dilatance……..……67

V.2.3.6. Les contraintes de traction……..……68

V.2.3.7. Les paramètres avancés……..68

Chapitre VI : ***Analyse numérique d'un cas réel de glissement de terrain***

VI.1 Présentation de site ……..……70

VI.1.1 Localisation ……..70

VI.1.2 Contexte géologique régional ……..70

VI.1.3 Risques particuliers……..71

VI.1.4 Séismicité locale……..71

VI.1.5 Effets de site…… 72

VI.1.6 Reconnaissance du site ……72

VI.1.6.1 Organisation ……..72

VI.1.6.2 Géologie du site ……..72

VI.1.6.3 Synthèse……..73

VI.1.6.4 Observassions……..74

VI.2 Analyse de la stabilité……..……..……74

VI.2.1 La géométrie du problème ……..74

VI.2.2 Informations générales……..74

VI.2.3 Caractéristiques des matériaux ……..75

VI.2.4 Génération du Maillage ……..……76

VI.3 Calcul le facture de sécurité initiale ……...……...…….……77

VI.4 Calcule « Fs » avec le chargement…….……...……79

VI.*5 Les méthodes de confortement.……...……...…….81*

VI.5.1 ***1éré méthode*** : « renforcement avec les nappes de géotexestile »……81

VI. 5.1.1 Calcul du facteur de sécurité avec mise en place des géotextiles……81

1) Influence de la longueur des géotextiles…….81
2) Influence de l'espacement des nappes géotextiles D…….....86
3) Influence de l'espacement entre la première nappe et le corps de chaussée……...90
4) Influence du nombre des nappes de géotextile ……..…..93
5) Influence de la variation de la rigidité axiale …….....97

VI.5.1.2 Influence de l'ascension et du rabattement de la nappe phréatique ……..100

1) Nappe phréatique en surface du talus ……...100
2) Influence de la nappe phréatique sur le facteur de sécurité ……....100
3) Influence du rabattement de la nappe phréatique ……...101
4) Influence de rabattement de la nappe phréatique sur le facteur de sécurité……101

VI.5.2 ***Deuxième méthode*** : « Renforcement de talus avec mur de soutènement en gabions » ……103

VI.5.2.1 calcul du facteur de sécurité avec mise en place des gabions ……....103

VI.5.2.1.1 Caractéristiques techniques des gabions électro-soudés pré-montés et panneaux…….....103

VI.5.2.2 calcul du facteur de sécurité avec mise en place les gabions……..…104

VI.5.3 *Troisième méthode : « renforcement avec mur de soutènement en béton armée » 107*

V I. 5.3.1 calcul du facteur de sécurité avec mise en place d'un mur de soutènement en béton armé …….....107

VI.5.3.1.1 Paramètres de calcul……..107

VI.5.3.1.2 Géométrie du mur de soutènement…….108

VI.5.3.1.3 Caractéristique du mur de soutènement……..108

VI.5.3.2 Calcul du facteur de sécurité après l'installation du mur de soutènement…..109

VI.5.3.3 On calcule le facteur de sécurité sous l'influence de la nappe phréatique.....110

VI.6 comparatif du résultat des différentes méthodes de confortement…….113

Liste des figures

Figure I. 1: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine demètre ….3

Figure I. 2: Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO……...3

Figure I. 3: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)….....4

Figure I. 4: Le retrait-gonflement……..4

Figure I. 5: Le phénomène de fluage…….5

Figure I. 6: Schémas Solifluxion…….……..5

Figure I. 7: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines……..6

Figure I. 8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres…….7

Figure I. 9: Schéma explicatif d'Érosion littorale…….....7

Figure I. 10: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale……...…..8

Figure I. 11: Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain……...8

Figure I. 12: Les types de glissements de terrain…….……10

Figure II. 1: Schéma de principe d'un PDL……..17

Figure II. 2: Exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique…….18

Figure II. 3: Exemple schématique d'un sondage carotté……20

Figure II. 4: Modèle d'une feuille de sondage……..21

Figure II. 5 : Schéma de tamisage…….22

Figure II. 6: Schéma d'appareille de Casagrande…….23

Figure II. 7: La boite de Casagrande ……...24

Figure II. 8: Schéma de l'essai oedométrique……25

Figure II. 9: Perméabilité **kw** d'un sol non saturé, LI [2000]……..27

Figure II. 10: Forme général d'un glissement de type ≪ landslide ≫ (d'après J. P Bombard1. 968)…….29

Figure II. 11: Principe des calibres……...31

Figure II. 12: Détermination de la surface de glissement…….....32

Figure III. 1: La répartition des contraintes…….35

Figure III. 2: Les deux cercles de glissement……...…..36

Figure III. 3: Cercle de flanc……...……36

Figure III. 4: Le cercle mi –pente……37

Figure III. 5: La valeur de coefficient de sécurité……...…38

Figure III. 6 : Relation entre l'angle du talus β et Les paramètres α et θ Permettant de déterminer La position du cercle de pied critique quand β est Supérieur à 53°……...39

Figure III. 7: Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_D pour différentes valeurs de $n_{L...}$……..……40

Figure III. 8: Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s. Pour déférentes valeurs de φ……..41

Figure III. 9: Force agissant sur une tranche pour la méthode de Bishop simplifie……..42

Figure III. 10: Forces agissantes pour une tranche pour la méthode de Fellenius……..43

Figure IV. 1 : Chargement au pied d'un talus……..……..48

Figure IV. 2 : Les différents procédés de modification géométrique……49

Figure IV. 3 : Tranchées drainantes……..50

Figure IV. 4: Schéma d'éperons drainants……51

Figure IV. 5: Les drains subhorizontaux……..52

Figure IV. 6: L'implantation des plantes dans un talus……52

Figure IV. 7: Mur de soutènement……...53

Figure IV. 8: Paroi de palplanche……54

Figure IV. 9: Principe de la technique terre armée……...55

Figure IV. 10: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté……..55

Figure IV. 11: Un versant stabilisé par clouage……..……...…56

Figure V. 1: Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique. 59

Figure V. 2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique. 60

Figure V. 3: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage. 60

Figure V. 4: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb 62

Figure V. 5: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0 62

Figure V. 6: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb. 63

Figure V. 7: Module d'Young dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb 63
Figure V. 8: Définition du module à 50 % de la rupture. 64
Figure V. 9: Coefficient de Poisson dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb 64
Figure V. 10: Angle de frottement dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb 65
Figure V. 11: Cohésion dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb. 66
Figure V. 12: Angle de dilatance dans une fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb. 67
Figure V. 13: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb. 68
Figure VI. 1: le site étudie 69
Figure VI. 2: carte de zonage sismique. 70
Figure VI. 3: Les fissurations dans les couches altérées et le déplacement de talus. 72
Figure VI. 4: Les instabilités observées sur le site. 73
Figure VI. 5: Géométrie du problème. 74
Figure VI. 6: Génération du maillage. 77
Figure VI. 7: les zones de déplacement. 77
Figure VI. 8: déformation du maillage. 78
Figure VI. 9: facteur de sécurité initiale. 78
Figure VI. 10: courbe du facteur de sécurité initial. 79
Figure VI. 11: effet de la surcharge sur le maillage. 79
Figure VI. 12: influence de la charge sur le talus. 80
Figure VI. 13: courbe de Fs avec le chargement. 80
Figure VI. 14: déplacements totaux pour L=5 m. 82
Figure VI. 15: déplacements totaux pour L=6 m. 83
Figure VI. 16: déplacements totaux pour 7 m. 83
Figure VI. 17: déplacements totaux pour L= 8 m. 84
Figure VI. 18: déplacements totaux pour L=9 m. 84
Figure VI. 19: Fs en fonction de la variation de la longueur des nappes. 85
Figure VI. 20: déplacement de talus pour D = 0.3 m. 86
Figure VI. 21: déplacement de talus pour D = 0.5 m. 87

Figure VI. 22: déplacement de talus pour D = 0.7 m. 87
Figure VI. 23: déplacement de talus pour D = 1 m. 88
Figure VI. 24: Les courbes de Fs avec de variation de l'espacement entre les nappes. 88
Figure VI. 25: déplacement totaux de talus pour B = 0.3 m. 90
Figure VI. 26: déplacement totaux de talus pour B = 0.5 m. 91
Figure VI. 27: déplacement totaux de talus pour B = 0.7 m. 91
Figure VI. 28: Les courbes de Fs avec la variation de B. 92
Figure VI. 29: déplacement totaux pour n= 2 nappes. 93
Figure VI. 30: déplacement totaux pour n = 3 nappes 94
Figure VI. 31 : déplacement totaux de talus pour n= 4 nappes. 94
Figure VI. 33 : déplacement totaux de talus pour n= 6 nappes. 95
Figure VI. 32 : déplacement totaux de talus pour n= 5 nappes. 95
Figure VI. 34: variation de Fs en fonction du nombre de nappes. 96
Figure VI. 35: Le déplacement totaux pour EA=200kN/ml. 97
Figure VI. 36: Le déplacement totaux pour EA=300kN/ml 98
Figure VI. 37: Le déplacement totaux du talus pour EA= 400kN/ml. 98
Figure VI. 38: Les courbes Fs en fonction de variation d'EA. 99
Figure VI. 39: Effet de la nappe phréatique sur le talus. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI. 40: Comparaison entre « Fs » final et « Fs » sous la nappe phréatique. 100
Figure VI. 41: Influence de rabattement de la nappe sur le talus. 101
Figure VI. 42: Les courbes de Fs avant et après rabattement de la nappe. 101
Figure VI. 43: schéma de cage de gabion. 103
Figure VI. 44: Déformation de maillage sur le talus. 104
Figure VI. 45: Le déplacement total de talus. 104
Figure VI. 46: Influence de la nappe phréatique après la mise en place de gabion. 105
Figure VI. 47: Effet du rabattement de la nappe phréatique. 105
Figure VI. 48: Les courbes du facteur de sécurité avant et après mise en place de gabion. 106
Figure VI. 49: La géométrie du mur de soutènement. 108

Figure VI. 50: La déformation de maillage sous la charge. 109

Figure VI. 51: déplacement totaux du talus après mise en place le mur de soutènement. 109

Figure VI. 52: Les courbes de Fs initiale et après en place le mur de soutènement. 110

Figure VI. 53: Influence de la nappe phréatique sur le talus. 110

Figure VI. 54: L'influence du rabattement de la nappe 111

Figure VI. 55: Les courbes du facteur de sécurité. 111

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : La classification du glissement de terrain. 10

Tableau I. 2: Méthodologie de l'étude des glissements de terrains. 15

Tableau II.1: Caractéristiques des sols……14

Tableau III. 1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]…….34

Tableau VI. 1 : les unités de calcul……74

Tableau VI. 2 : le modèle de calcul……74

Tableau VI. 3 : les dimensions de talus. 74

Tableau VI. 4 : les caractéristiques des matériaux. 75

Tableau VI. 5 : les caractéristiques du corps de chaussée. 75

Tableau VI. 6 : Les paramètres de 1^{ére} étape. 82

Tableau VI. 7 : récapitulatif des résultats. 85

Tableau VI.8: Les paramètres de calcul. 86

Tableau VI. 9 : récapitulatif des résultats. 89

Tableau VI. 10: Les paramètres de calcul. 90

Tableau VI. 11 : récapitulatif des résultats. 92

Tableau VI.12 : Les paramètres calcul. 93

Tableau VI. 13 : récapitulatif des résultats. 96

Tableau VI. 14 : Les paramètres de 5^{émè} étape. 97

Tableau VI.15 : récapitulatif des résultats……99

Tableau VI. 17 : récapitulatif des résulta : 106

Tableau VI 18 : les caractéristiques du béton. 107

Tableau VI 19 : les caractéristiques de l'acier. 107

Tableau VI. 16 : récapitulatif des résultats. 102

Tableau VI.20 : Les Caractéristique du mur de soutènement. 108

Tableau VI. 21 : récapitulatif de résultat. 112

Tableau VI. 22 : comparatif des différentes méthodes de confortement ……113

Introduction Générale

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pente, en relation avec les variations de teneur en eau (liées à une pluviométrie très irrégulière), provoquent d'importants dégâts: ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Parfois, les moyens actuels ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment :

- De l'inclinaison de la pente
- De la hauteur du talus.
- De la position de la nappe aquifère.
- Des surcharges statiques et dynamiques.
- Des propriétés du terrain.
- etc.

Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté) le favorisent.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse (au nord de la wilaya) caractérisé par un sol instable qui a été l'objet d'énormes glissements de terrain.

Dans ce fait nous avons axé notre étude selon six chapitres principaux et qui en feront l'objet de nos travaux :

-Chapitre I : traite le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier. A ce titre nous essayerons d'avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

-Chapitre II : contient le diagnostic et l'analyse des données disponibles ainsi que les causes du glissement après exploitation des données de la campagne d'investigation géotechnique

qui a consisté en la réalisation des sondages carottés et des PDL ainsi qu'un constat visuel des signes de glissement et les niveaux d'eau et la piézométrie.

- Chapitre III : décrit les méthodes d'analyse des glissements des massifs de sol en pente.

- Chapitre IV : décrit les différentes méthodes et modèles de comportement utilisés qui sont appliqués pour stabilisés la masse de terrain instable.

- Chapitre V: décrit les modèles de comportement utilisés dans le logiciel «PLAXIS » modèle élastique- plastique de (Mohr-Coulomb) jusqu'aux lois de comportement.

- Chapitre VI: comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de la stabilité des terrains en pentes par le logiciel « PLAXIS », ainsi que la vérification des solutions de confortement proposés et à la conception et le dimensionnement des solutions de renforcement.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE : I

«Introduction générale sur les glissements de terrain »



Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

I.1 Définition du mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,…etc.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations: lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les principaux critères de classement des mouvements de terrain sont :

- La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).
- La vitesse du mouvement.

I.2 Types de mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain sont devisons par deux ensembles peuvent être distingués : « ***Les mouvements lents et les mouvements rapides*** **»** seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme, leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes, les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

I.2.1 Les mouvements lents et continus :

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme.

Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions, ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

I.2.1.1 L'affaissement **:**

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes.

Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments, cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes parfois, Traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

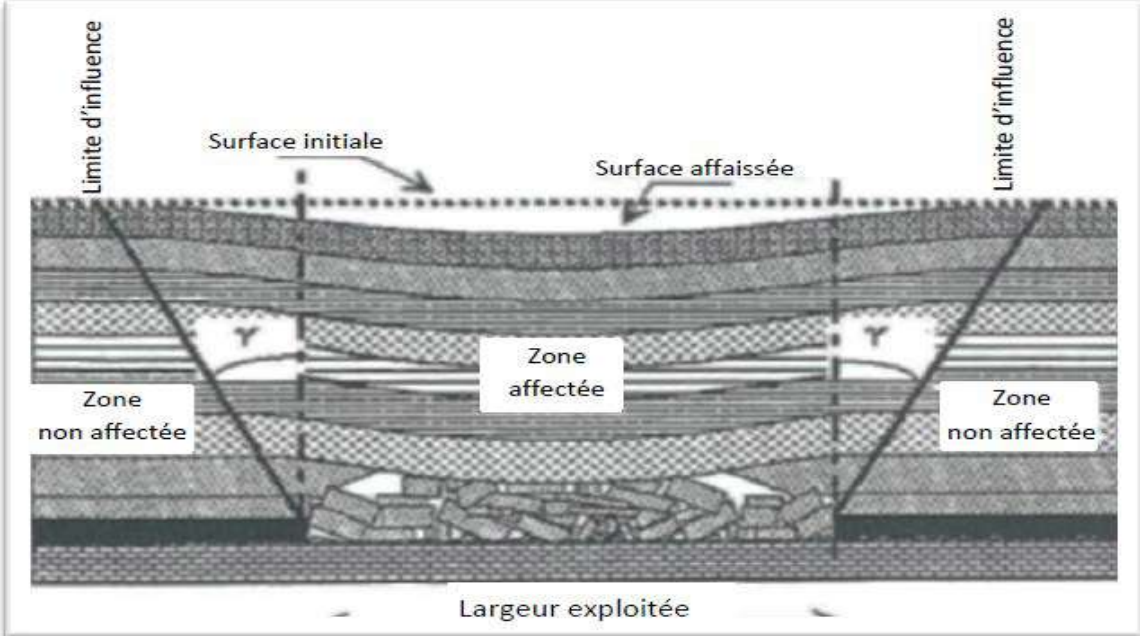


Figure I. 1: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

I.2.1.2 Le tassement :

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.

Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).



Figure I. 2: Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO

I.2.1.3 Le glissement de terrain :

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels, les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

Remarque : Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

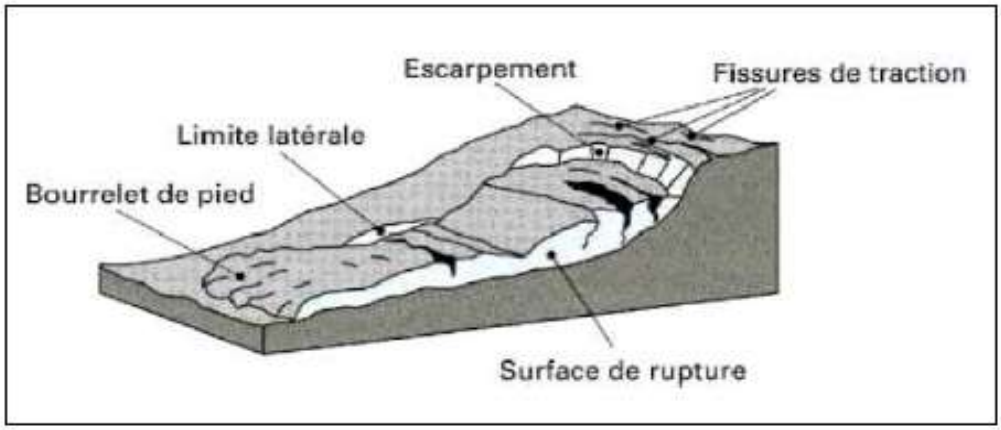


Figure I. 3: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996)

I.2.1.4 Le retrait-gonflement :

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

A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

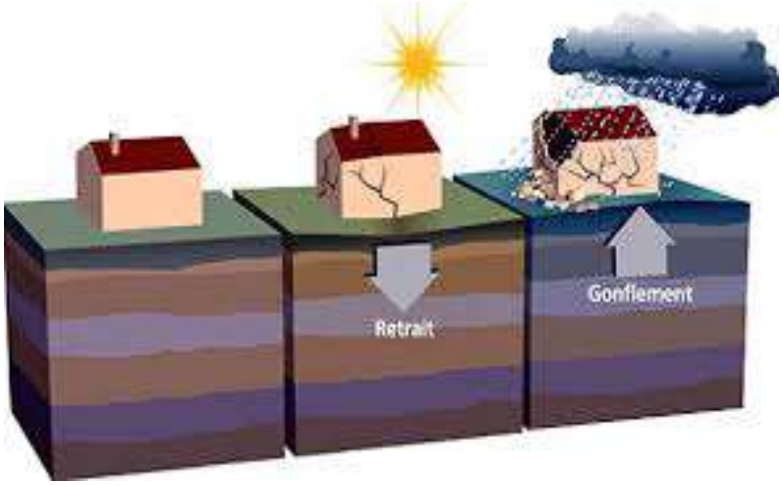


Figure I. 4: Le retrait-gonflement

I.2.1.5 Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.

Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture, ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après montre le mécanisme du phénomène de fluage.

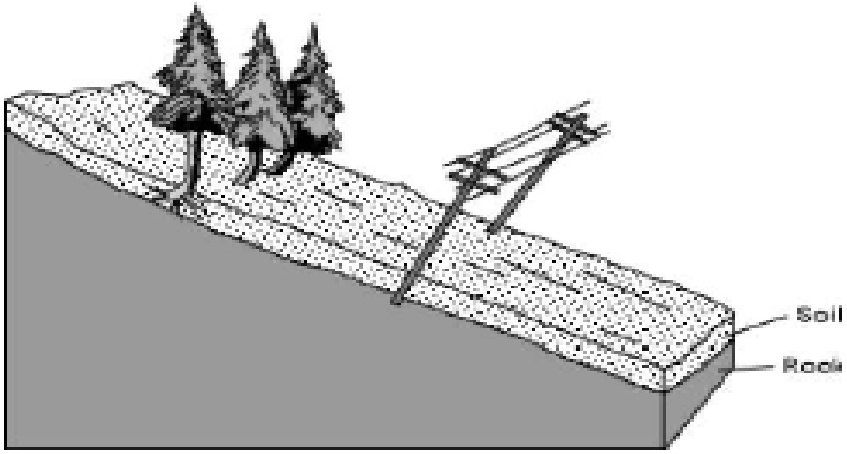


Figure I. 5: Le phénomène de fluage

I.2.1.6 Solifluxion :

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

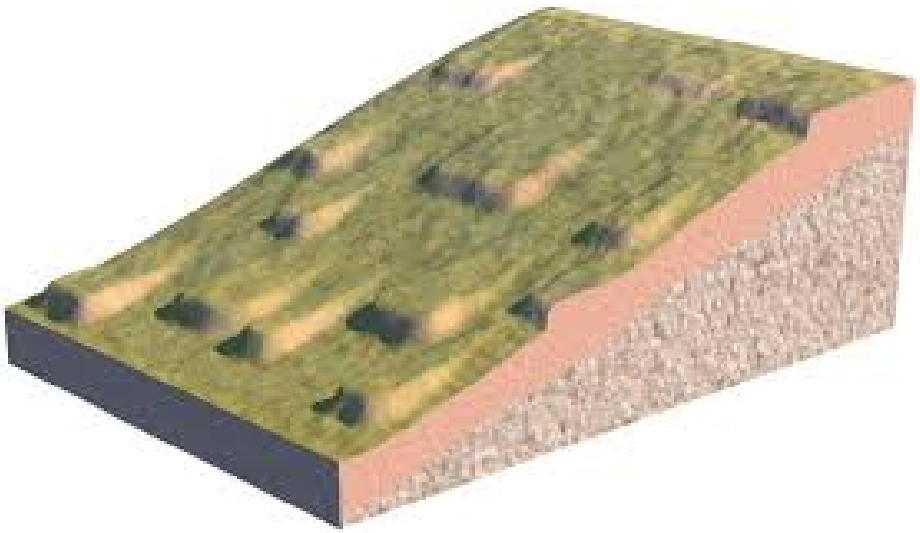


Figure I. 6: Schémas Solifluxion

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine, ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques, ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

I.2.2.1 Les effondrements de cavités souterraines :

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

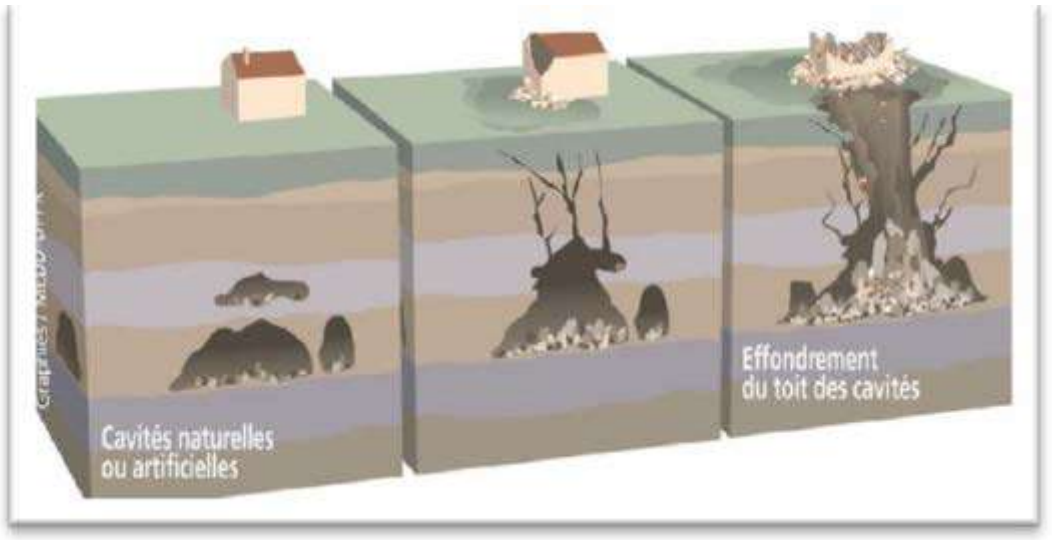


Figure I. 7: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.

I.2.2.2 L'éboulement et chutes de blocs et de pierres :

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



Figure I. 8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres

I.2.2.3 Les coulées de boues et laves torrentielles :

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

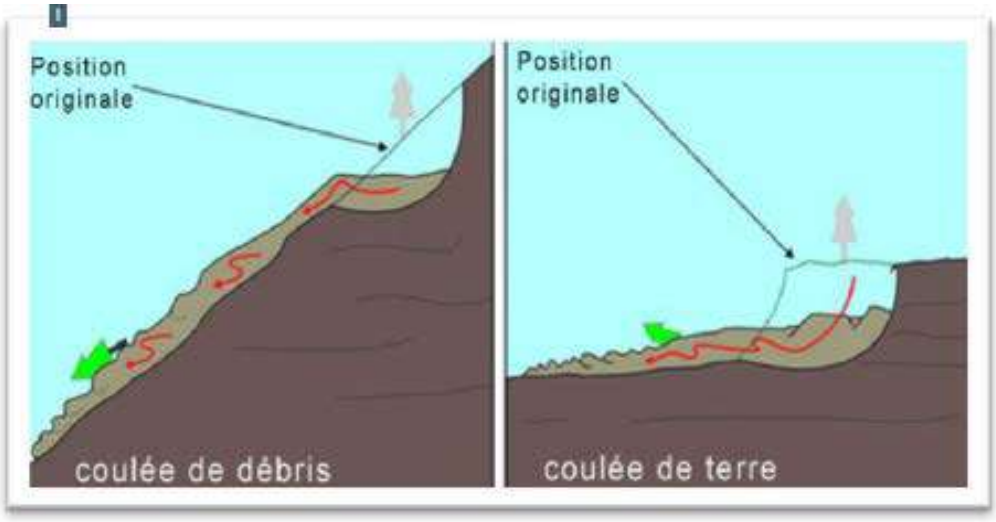


Figure I. 9: Schéma explicatif d'Érosion littorale.

I.2.2.4 Érosion littorale :

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

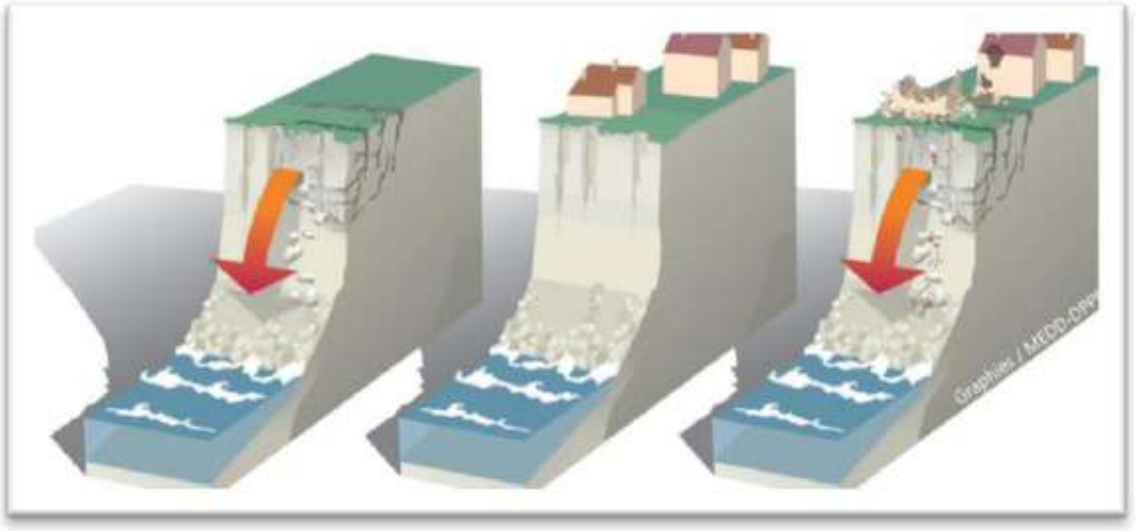


Figure I. 10: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.

I.3 Définition du Glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et, en général, argileux.

Contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brutalement, les glissements évoluent en général lentement, cette notion à toutefois un caractère relatif nous le verrons.



Figure I. 11: Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain.

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers).

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles, etc.).

- Les terrassements.

-L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges…..).

- Les accélérations produites par des séismes.

I.4 Les type des glissements de terrain :

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements **:**

I.4.1 Glissement plan (translatif) :

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

I.4.2 Glissement circulaire ou rotatif :

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

I.4 .3 Glissement quelconque **:**

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

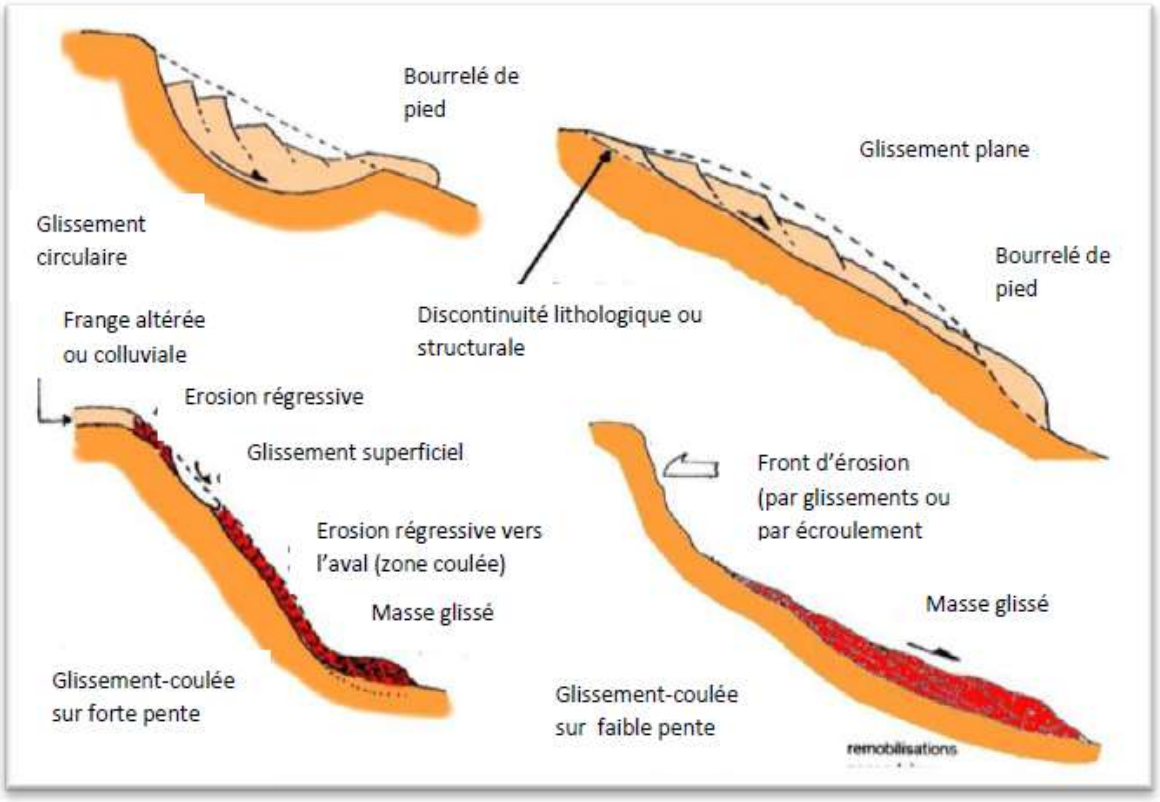


Figure I . 12: Les types de glissements de terrain.

I. 5 La classification des glissements de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau I. 1 : La classification du glissement de terrain.

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)

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

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

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

I. 5.1 Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface.

La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

I. 5.2 Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

I. 6 Les causes de glissement de terrain :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite :

I.6.1 Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur

différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

I.6.2 Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre.

Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

I.6.3 La nature des terrains **:**

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente, la très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement, la prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

I.6.4 Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

- Suppression de la butée de pied de versant.

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- Par terrassement.
- Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

-Implantation des surcharges sur un versant.

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

I.6.5 Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

I.6.6 Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain. Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
- La protection contre l'érosion.

I.6.7 Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

I.7 L'eau et les risques de glissements de terrain:

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

-Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur;

- Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;
- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain, la connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant.

Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe, pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfait.

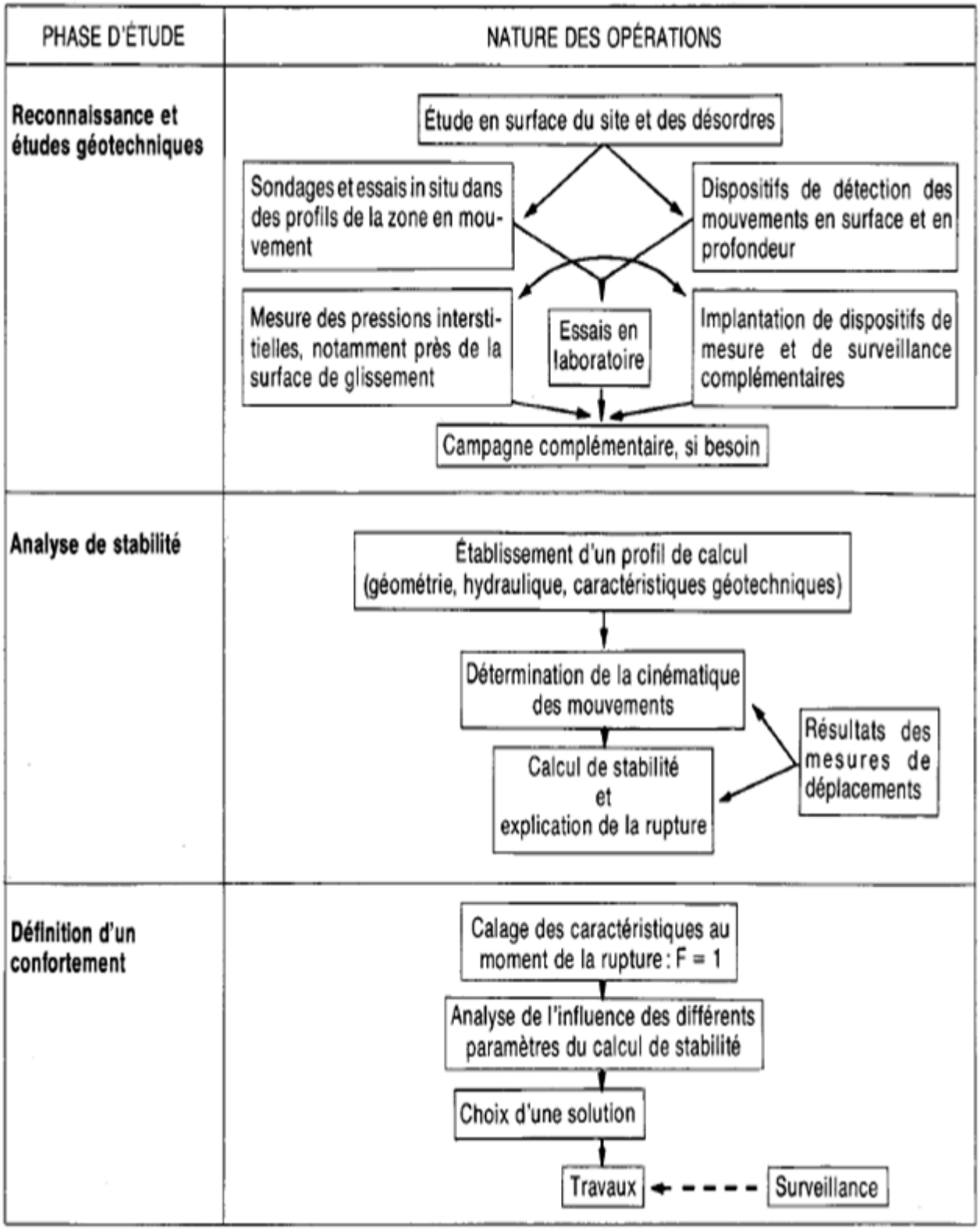
I.8 Méthodologie de l’étude des glissements de terrains :

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l’analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l’étude d’un glissement; c’est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques, cette première étape se traduit par la modélisation du versant.

On peut alors passer à la deuxième phase de l’étude qui est l’analyse de stabilité et qui permet d’expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité.

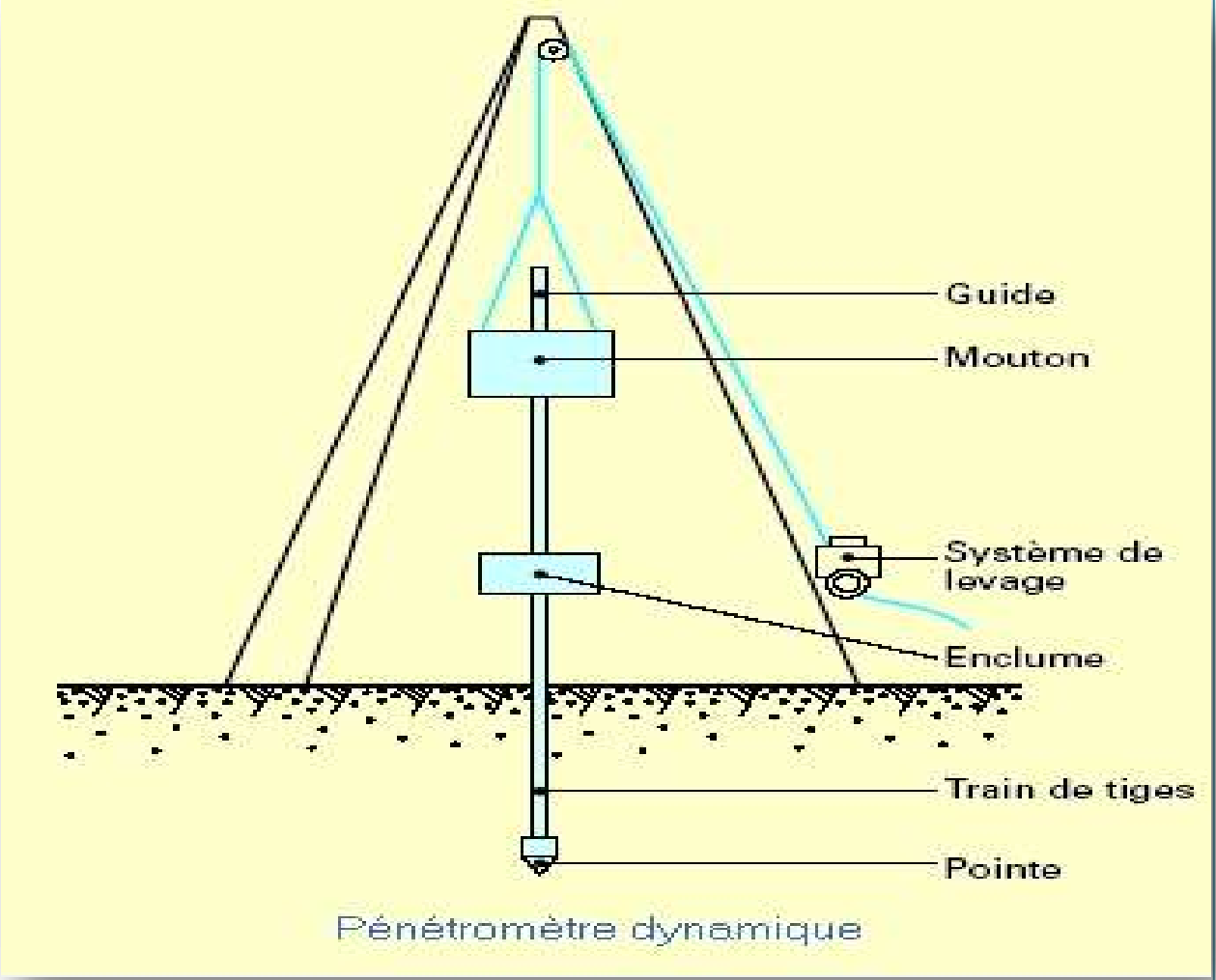
La dernière phase de l’étude consiste alors à définir le principe d’un confortement et d’analyser et suivre son efficacité sur le terrain.

Tableau I. 2: Méthodologie de l'étude des glissements de terrains.



CHAPITRE : II

« Reconnaissance Géotechnique »



Pénétromètre dynamique

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

II.1 *Reconnaissance préliminaires et étude géotechnique:*

La connaissance du sous-sol et la nature géologique des terrains rencontrés sont réellement primordiale et il n'est pas possible de faire de stabilité correcte sans une étude géologique, topographique et géotechnique approfondie au préalable, il est important en particulier de reconnaitre avec le maximum de précision la position du substratum, des pentes des talus, le cours d'eau et les paramètres physico-mécaniques éventuel qui sont susceptible de provoquer des glissements.

La reconnaissance de la nature des couches, de leur disposition, de leur homogénéité sont à la base de toute étude détaillée géotechnique, il est nécessaire de prélever des échantillons intacts pour essais de sols, mais il n'est pas indispensable en revanche que tous les sondages soient carottés, la réalisation d'une série de coupes géologique selon les lignes de plus grande pente peuvent permettre ensuite de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de rupture.

II.1.1 *Les essais géotechniques :*

II.1.1.1 *Les essais "in situ" :*

a) Le pénétromètre dynamique PDL:

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (figure II.1).

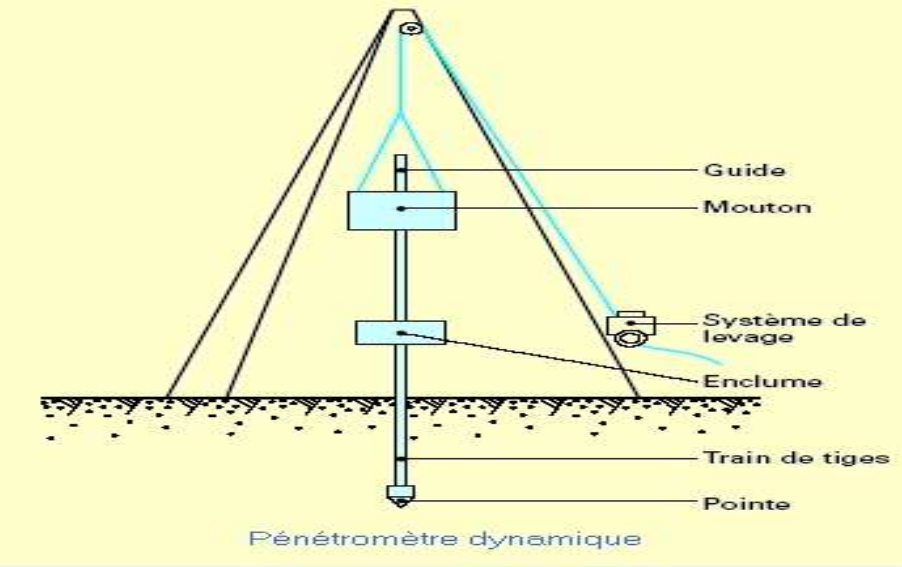


Figure II. 1: Schéma de principe d'un PDL

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante.

La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 Cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

- ***Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques :***

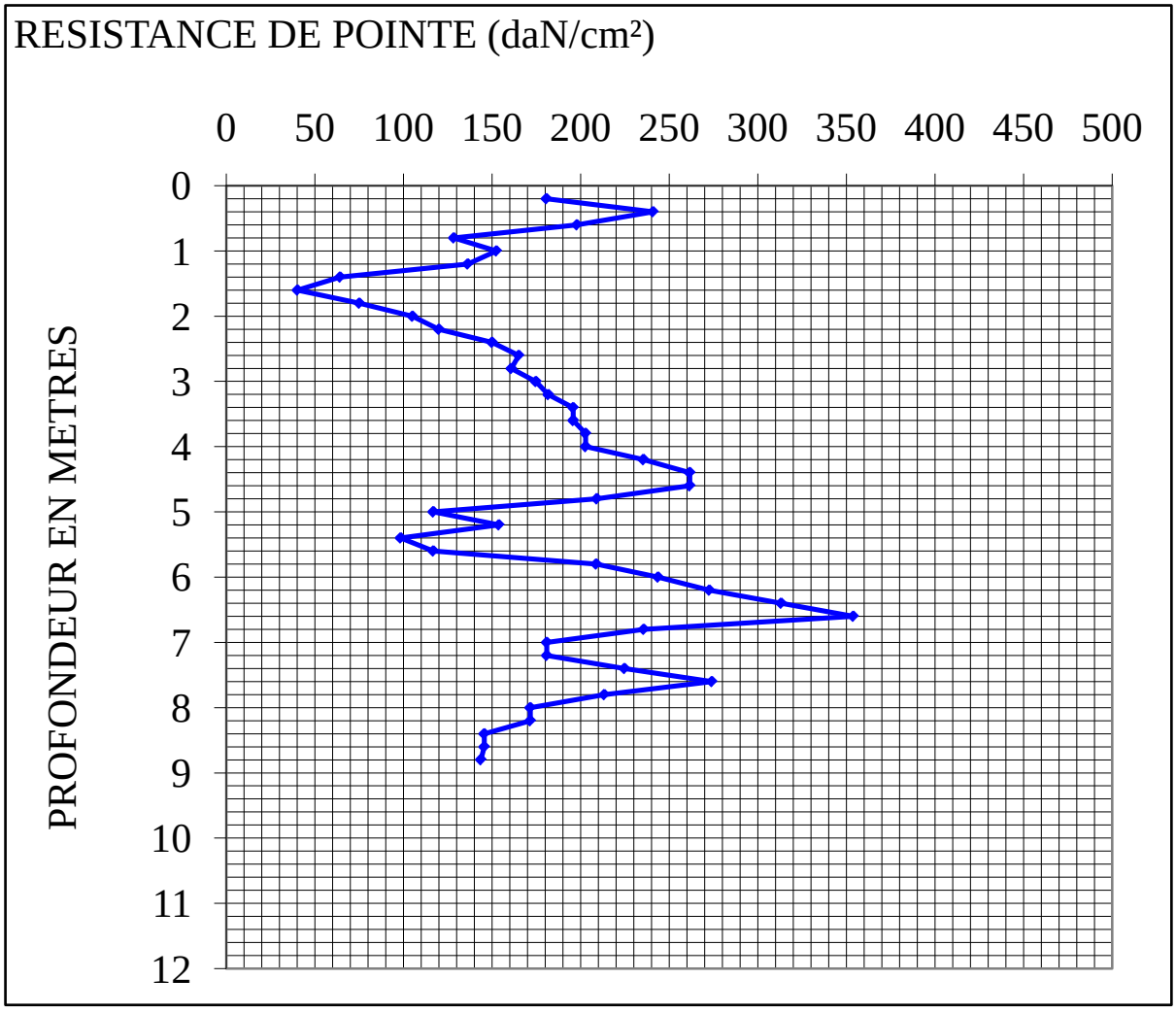


Figure II. 2: Exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique.

Les résultats obtenus au pénétromètre dynamique à cône sont généralement présentés de trois façons différentes en fonction de la profondeur :

- Soit par le nombre de coups,$\boldsymbol{N_r}$ pour un enfoncement donné.
- Soit par la résistance dynamique unitaire,$\boldsymbol{r_d}$ calculée partir d'une des nombreuses formules de battage.
- Soit par la résistance dynamique de pointe, déduite de la formule des Hollandais :

$$\left[q_d = \frac{M}{e(M+M')}\frac{MgH}{A}\right]\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(\text{II.1})$$

Où

M **:** est le poids du mouton.

M' **:** Le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe).

H**:** La hauteur de chute du mouton.

e **:** L'enfoncement moyen par coup.

A**:** La section droite de la pointe.

g : L'accélération due à la pesanteur.

Pour une reconnaissance de sols, l'essai au pénétromètre dynamique doit fournir une résistance dynamique unitaire de pointe qui puisse caractériser parfaitement une tranche de sol sans que ce résultat soit influencé par les couches de sols sus-jacentes, avec une pointe débordante et une injection de boue, il est possible d'effectuer des essais au pénétromètre dynamique dans les sols cohérents et pulvérulents, quelle que soient leur consistance et leur compacité.

b) *Les sondages mécaniques :*

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance, il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés.

Ils sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier.

Liste des paramètres non exhaustive:

***** La vitesse instantanée d'avancement V.I.A.

***** La pression sur l'outil P.O.

***** Le couple de rotation C.R.

***** La pression de frappe P.F.

***** Le temps



Figure II. 3: Exemple schématique d'un sondage carotté

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

- ***Feuille de sondage :***

Pour chaque sondage, on établit une fiche où sont consignées toutes les données: identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses d'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de formation le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle.

Ce document (figure II.4) est distinct du carnet du foreur. De plus, dans la mesure où la reconnaissance doit aider à mettre en lumière une structure géologique, la présence et l'influence de nappes dans les aquifères profonds, etc., il faudra parfois implanter des sondages nettement en dehors du tracé et les pousser jusqu'à des profondeurs allant bien au-delà de la fondation du projet.

Par exemple, recherche de cavités ou de failles profondes susceptibles d'influencer l'ouvrage ultérieurement.

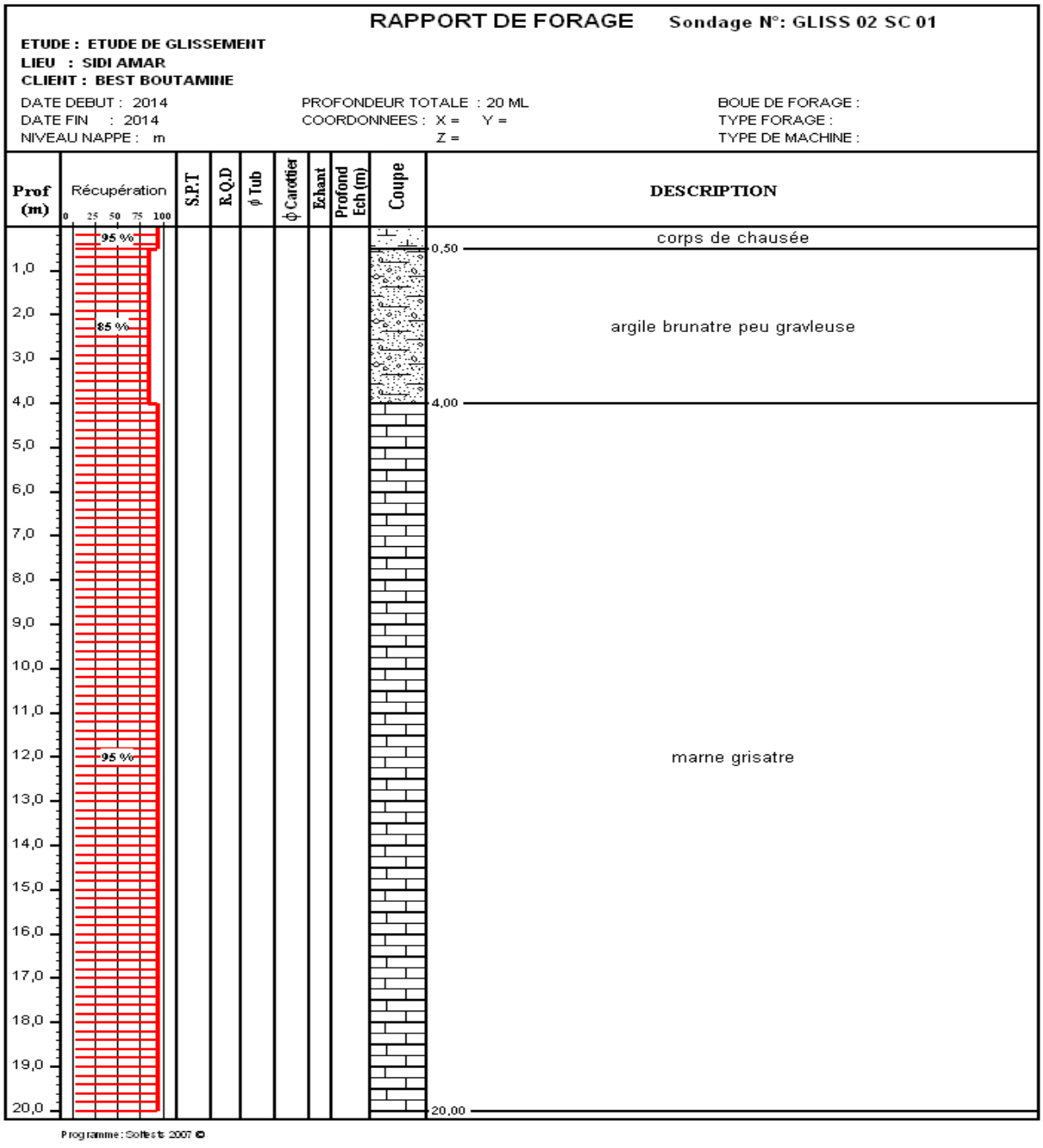


Figure II. 4: Modèle d'une feuille de sondage.

II.1.1.2 *Les essais de laboratoire :*

a) Teneur en eau naturelle :

Elle définit le rapport en « % » du poids d'eau «w_w» que le sol contient au poids «w_d» de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant « 24 » heures à l'étuve à «105°C» **:** W=teneur en eau du sol(%), M_{ht}=Masse du récipient et du sol humide (g), M_{st}= Masse du récipient et du sol sec (g), M_t= Masse du récipient (g)

$$w = \frac{w_w}{w_d} = \frac{(M_{ht} - M_{st})}{(M_{st} - M_t)} \times 100 \qquad \text{.....(II.2)}$$

b) Analyse granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.



Figure II. 5 : Schéma de tamisage**.**

C) Les limites d'Atterberg : Les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs.

Cet essai a été établi par l'agronome suédois Atteberg.



Figure II. 6: Schéma d'appareille de Casagrande**.**

La teneur en eau d'un sol peut en effet beaucoup varier au cours des opérations de terrassements. Pour la fraction fine (graviers exclus), la cohésion tient à la présence d'eau : parfaitement sec, le matériau serait pulvérulent.

Au-dessus d'une certaine teneur (limite de plasticité), on peut le pétrir en forme de boudin, de boulette ou de fil. Pour une teneur plus forte (limite de liquidité), il forme un liquide, visqueux, qui ne conserve pas la forme qu'on lui a donnée. La détermination, soigneusement normalisée, de ces deux teneurs caractéristiques appelées limites d'Atterberg, est un élément important d'identification, et permet déjà de prévoir certaines propriétés.

d) Les essais de cisaillement : ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (***C***) et l'angle de frottement (***φ***) :

Tableau II.1: Caractéristiques des sols

Glissement		**01**	**02**
Sondage		01	01
Profondeur (m)		1.50-3.00	6.60-7.00
Essai de cisaillement rectiligne	**Cohésion (bars)**	0.04	0.45
	Frottement (°)	14.56	20.33

Parmi les essais nous distinguons :

- ***Essais de la boîte de Casagrande :***

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression.

L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser.

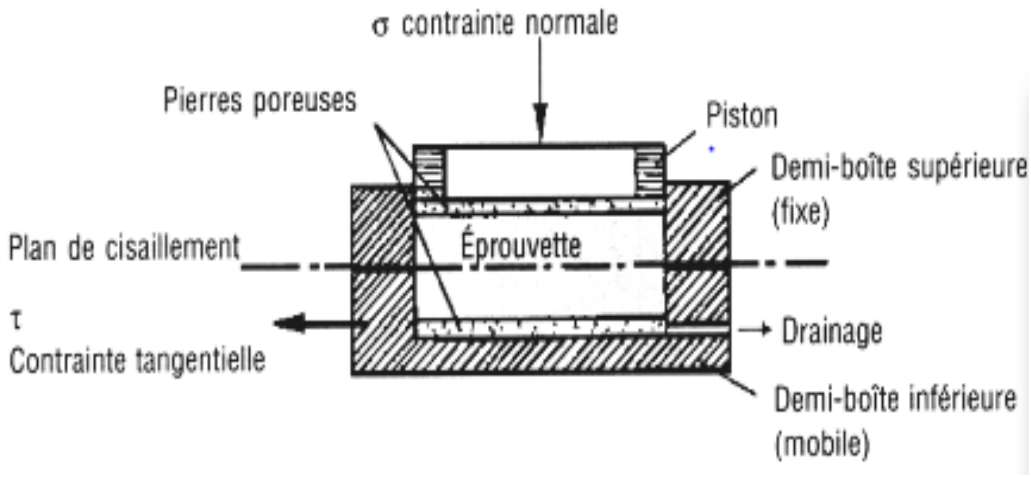


Figure II. 7: La boite de Casagrande.

L'autre parallèlement à leur séparation, en augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture.

L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain.

e) L'essai oedométrique :

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage.

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

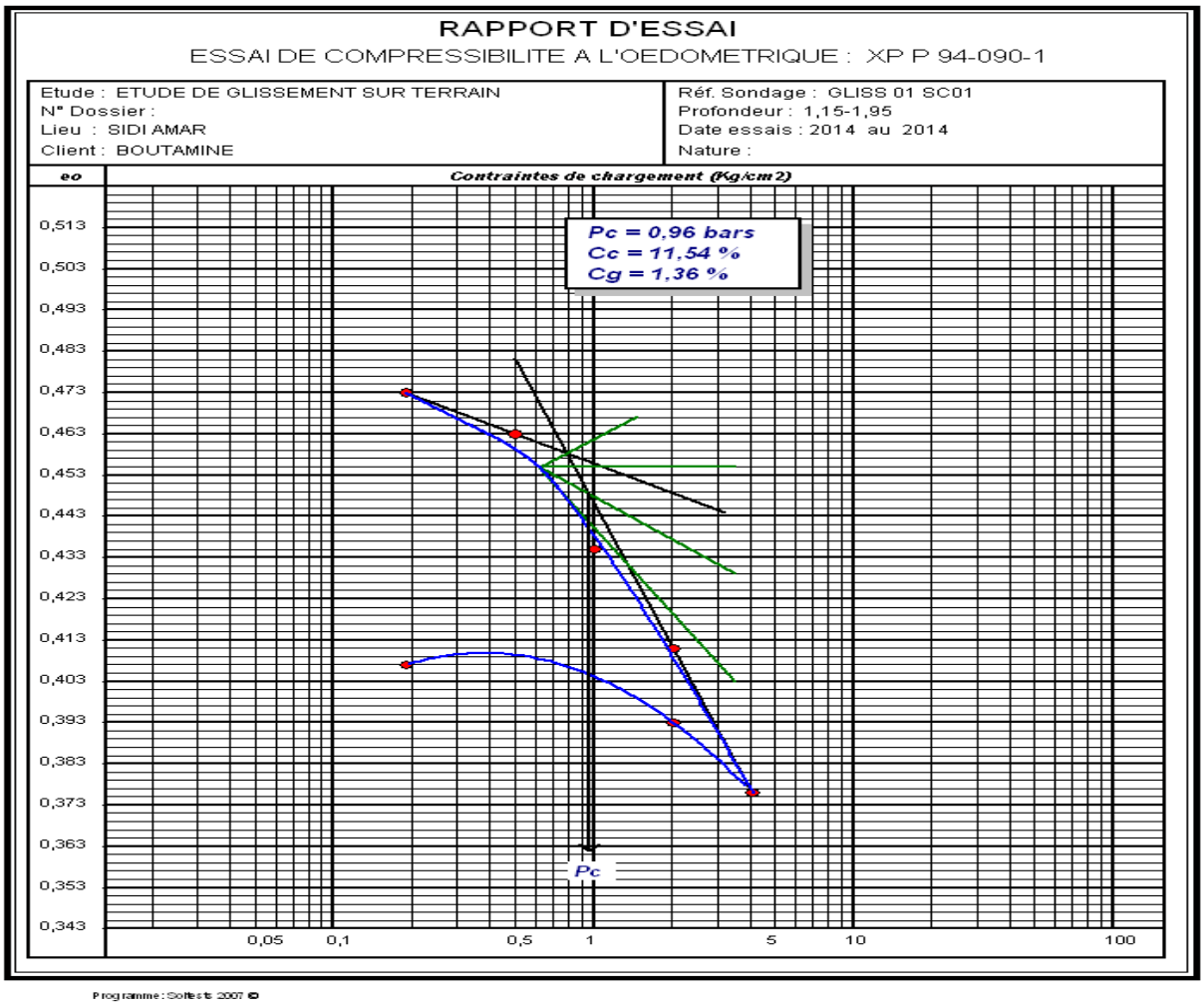


Figure II. 8: Schéma de l'essai oedométrique.

II.1.2 ***Reconnaissance géologique :***

Le terme de molasse désigne des formations sédimentaires se situant chronologiquement en fin de cycle tectonique ; on parle généralement de dépôts finis à post tectoniques qui correspondent à la sédimentation des produits d'altération et d'érosion des premiers reliefs d'une chaîne montagneuse en fin de structuration.

C'est l'identification du sol par l'examen des cartes géologiques.

On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol.

Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes :

-La nature et la géométrie des formations.

-La forme géométrique du substratum.

II.1.3 Reconnaissance hydrogéologique :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.
Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

II.1.3.1 ***Perméabilité à l'eau :***

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique, dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé constant. Mais dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation.

L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion.

Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, FREDLUND *et al.* [1993].

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol non saturé correspond à la loi de Darcy, qui est généralisée à un milieu non saturé comme suit:

$$[\vartheta_W = -kw(s)\nabla hwt] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.3)$$

Avec:

ϑ_W: La vitesse de Darcy dans un sol non saturé

$kw(s)$: La perméabilité du sol non saturé

hwt: La charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau, ∇ est l'opérateur gradient)

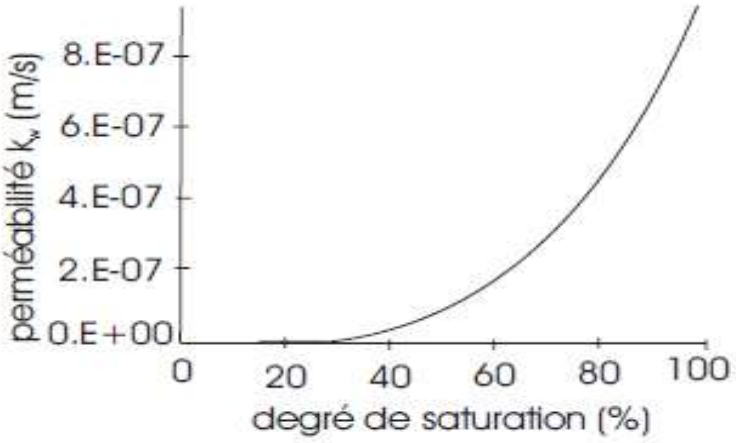


Figure II. 9: Perméabilité **kw** d'un sol non saturé, LI [2000].

II.2 ***Influence de l'eau dans le glissement de terrain :***

II.2.1 A ***propos de l'eau dans le sol :***

II.2 .1.1 ***Rôle de l'eau :***

L'eau à une grande influence sur la stabilité des talus, en effet celle-ci a tendance à s'écouler le long de la pente.

En s'écoulant, l'eau entraîne les particules du sol en diminuant ses caractéristiques géotechniques (Par : érosion, infiltration).

a) Eau de pluie :

De part leur composition chimique, leur quantité ainsi que leur force de chute, les eaux de pluies agissent de façon néfaste sur la stabilité des pentes.

b) Présence de nappe :

Les argiles miocènes renferment une nappe dans le niveau de la marne altérée. Une nappe se matérialise par des sources au contact d'une formation imperméable et est exploitée au moyen de puits traditionnels.

II.2 .2 ***L'eau et le déclenchement des instabilités :***

Dans les sols meubles, l'eau présente entre les grains solides, développe une pression interstitielle u.

La loi de $(Terzaghi)$ introduit la relation entre contraintes totales σ, contraintes effectives σ' (s'exerçant sur le squelette solide) et pression interstitielle u :

$$[\sigma = \sigma' + u] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.4)$$

Le critère de rupture le plus simple que l'on utilise dans les sols est le critère de $Mohr$- Coulomb, qui exprime la résistance au cisaillement τ_f à l'aide de deux caractéristiques, la cohésion c et l'angle de frottement φ:

$$\left[\tau_f = c + (\sigma - u)tg\varphi = c + \sigma' tg\varphi\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.5)$$

II.3 *Reconnaissance de la surface de glissement :*

L'objectif est de déterminer le volume en mouvement. Les moyens de reconnaissances sont nombreux il est intéressant d'en associer plusieurs.

II. 3.1 ***Étude morphologique du terrain :***

Sous le terme de morphologie d'un glissement il faut entendre toutes les formes d'ensemble et de détails susceptibles de révéler l'existence de mouvemente et les mécanismes entrées en jeu.les formes propres aux glissements de terrain ont été décrites par de nombreux auteurs.

Bombard (1968). Par une observation attentive du secteur, il est possible de séparer les zones en mouvement de l'environnement stable.

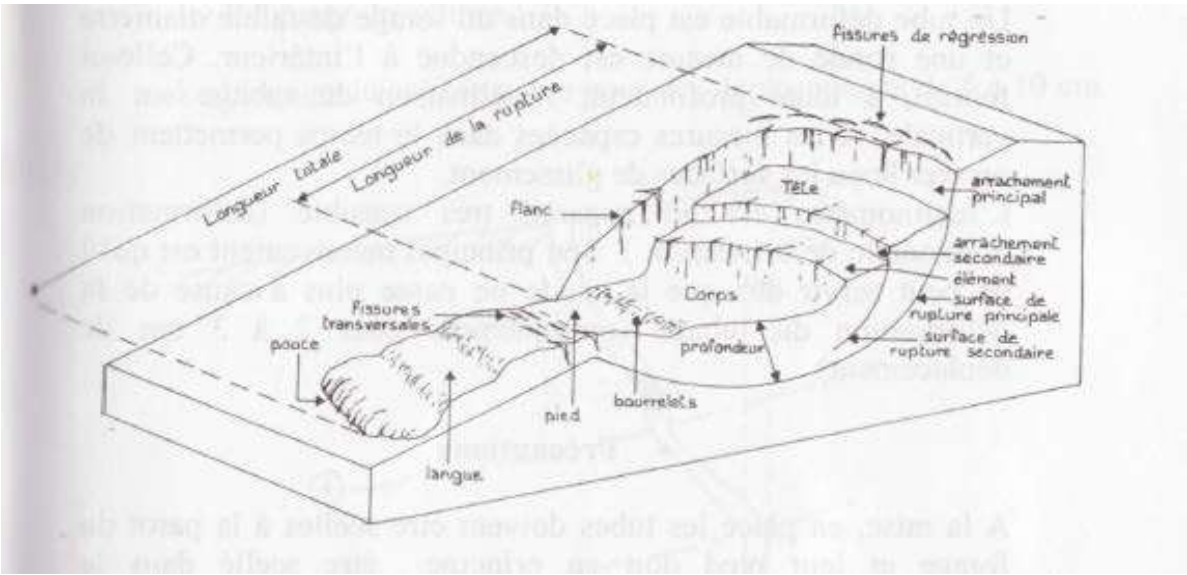


Figure II. 10: Forme général d'un glissement de type ≪ **landslide** ≫ (d'après J. P Bombard1. 968).

On peut également utiliser d'autres repères que les formes particulières des glissements:

- Les arbres, verticaux ou penchés, droits ou tordus,

- Les constructions qui peuvent présente des ventres ou des fissures,

- Les routes et les chemins qui peuvent montrer des fissures ouvertes ou des dénivellations topographiques brusques l'examen des photographies aériennes permet de repérer les formes caractéristiques des mouvements de terrains, qui peuvent ainsi être délimités et décrits de façon sommaire et assez rapidement cette technique est largement utilisée actuellement l'observation des photos aériennes est souvent effectuée en plusieurs temps.

Tout d'abord, elle va permettre de se familiariser avec le terrain, d'y déceler les mouvements et d'en donner déjà une brève description (site, forme ...). Ceci se révèle fort utile avant d'entreprendre la campagne de terrain. Durant celle-ci, il est nécessaire d'observer souvent ces photos, afin d'avoir une vision synthétique des phénomènes et de replacer avec précision ou de comprendre certains détails. Ceci est particulièrement vrai pour la cartographie des mouvements généralisés et /ou complexes.

Après la collecte de nombreuses observations sur le terrain, de tels mouvements peuvent faire l'objet d'une photo-interprétation globale afin de faciliter la représentation cartographique qui n'est pas toujours aisée sur place.

II.3.2 L'observation sur les carottes de sondages :

L'examen des carottes peut permettre de repérer des zones

Susceptibles d'être des surfaces de glissement c'est ainsi que les argiles litées horizontalement permettent parfois de distinguer nettement les traces des mouvements.

II.3.3 Les inclinomètres :

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

- ***Principe :***

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation Horizontale de 0.1 mm/m). Son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage (pratiquement pour 2 à 3 cm de déplacement)

- ***Précautions :***

A la mise, en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable; les têtes doivent faire, l'objet de levés

Géométriques périodiques très précis. L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux Principes suivants:

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps (on ne sait jamais avec certitude si le pied est fixe).

-Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément "relevable" de type niveau à bulle par exemple.

La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il ya effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement.

Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante:

$$\left[\frac{D-d}{L} = 0{,}010 \ \grave{a} \ 0{,}1\right}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(II.6)$$

D : Diamètre du tube en PVC

d: Diamètre du calibre (de forme cylindrique)

L : Longueur du calibre

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à l0 cm

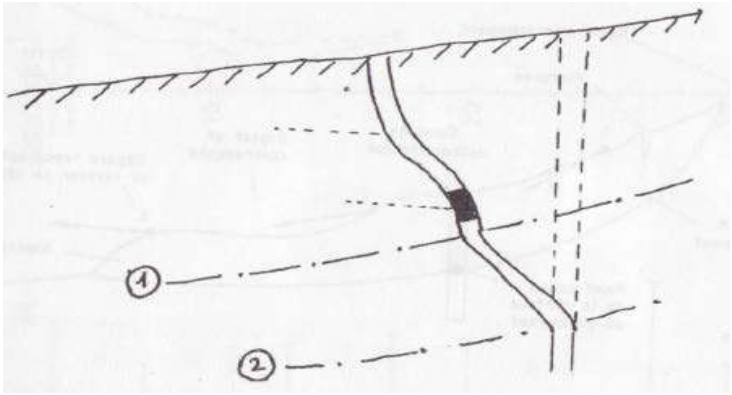


Figure II. 11: Principe des calibres.

II.3.4 Vecteurs de déplacements :

Sur une coupe ou on a porte les vecteurs de déplacement en surface, il est possible de reconstituer l'allure de la surface de glissements à partir d'un seul inclinomètre.

Dans ce cas on postule, en première approximation, que la surface de glissement est parallèle aux vecteurs de déplacement.

II.3.5 Variation de la teneur en eau avec la profondeur :

L'étude de la variation de la teneur en eau avec la profondeur fournit nombre de résultats significatifs.

En effet, il est bien établi que si un sol est saturé, sa cohésion varie avec la teneur en eau(ou sa densité sèche, ce qui revient au même).

Un sol peut passer de W_P *à* W_L par simple variation de $\gamma_d$et sa cohésion diminue beaucoup dans ce cas.

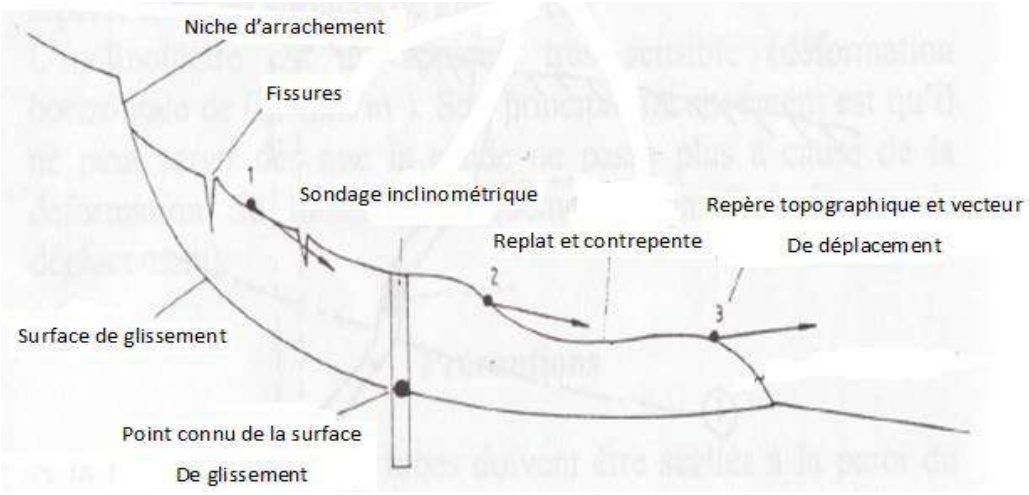


Figure II. 12: Détermination de la surface de glissement.

Si le sol n'est pas saturé, il présente une cohésion apparente (due aux effets capillaires qui provoquent une tension du liquide interstitiel).celle-ci diminue pour une même densité sèche le de degré de saturation croît (cette cohésion s'annule la saturation).

Si nous reportons la position de la teneur en eau (naturelle et à la saturation).

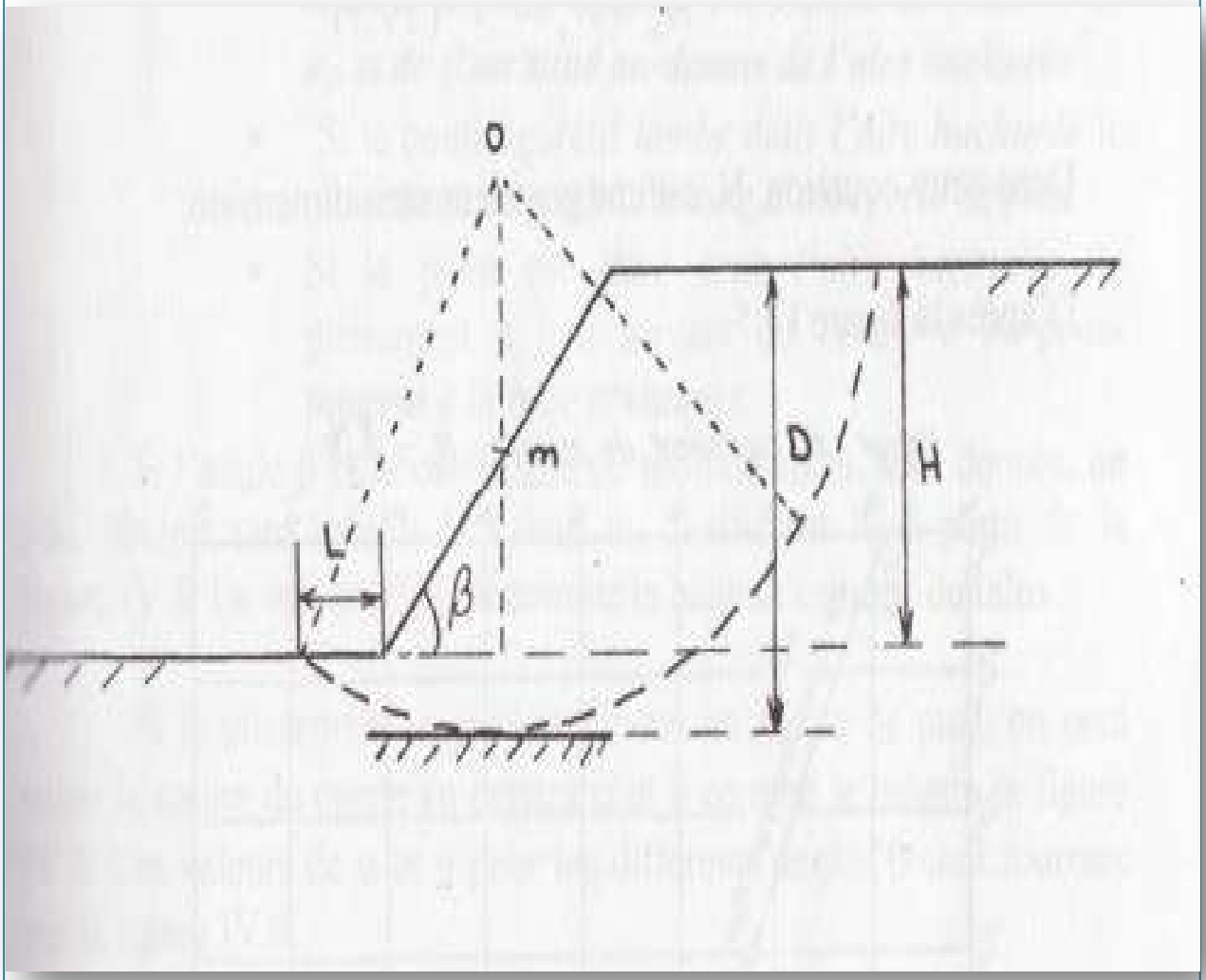
Par rapport aux limites d'Atterberg de plasticité et de liquidité en fonction de la profondeur nous pouvons suspecter la (ou les) surface de glissement de la manière suivante:

Lorsque la teneur en eau est comprise entre W_P et W_L ceci indique des zones plus ou moins remaniées et soulignant donc, d'une manière indirecte, la position d'une surface de glissement probable, qui serait repérée, dans ce cas par une augmentation de la teneur en eau.

Il faut bien noter, par ailleurs, qu'il ne s'agit pas de la zone à plus forte teneure en eau le long desquelles le glissement se produit.

CHAPITRE : III

«Les méthodes de calcul des Glissements des terrains »



Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

III .1 *Notion de facteur de sécurité :*

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité «F_S» par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

***** Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de «F_S» inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour« F_S =1», les caractéristiques correspondantes.

***** La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau suivant :

Tableau III. 1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Définition	***Formule***
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} \ / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{résist} \ / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist} \ / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: $H \ / H_{max}$

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité.

Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation, il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel…), le facteur de sécurité «F_S» doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de «F_S est de 1.5»).

III .2 *Les Méthodes d'analyses d'un glissement de terrain :*

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans Faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développé par cet Auteur dès (1937) et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé Pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également Présenté des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans Lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des Forces de frottement.

III.2.1 ***Méthode de TAYLOR*** (1937): «encore appelée méthode du cercle de frottement» :

a) ***Hypothèses :***

- La ligne de glissement est supposé circulaire.

- Jusqu'à 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 est comprise entre une Répartition uniforme (Fig. III.1.a) et une répartition sinusoïdale (Fig. III.1.b) le long de l'arc de glissement

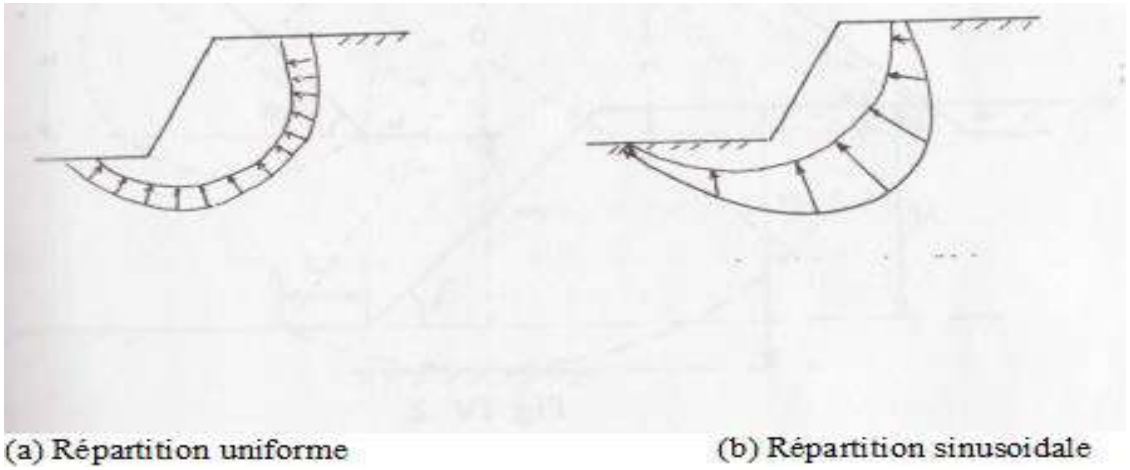


Figure III. 1: La répartition des contraintes.

b) ***Les types de rupture :***

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique de caractéristique « C » et «Φ», qui présente un talus incliné d'un angle « ß » sur l'horizontale et de hauteur H.

1)- Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est Généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique Par le pied (b), du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le Point le plus bas est situe au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (fig. III.2).

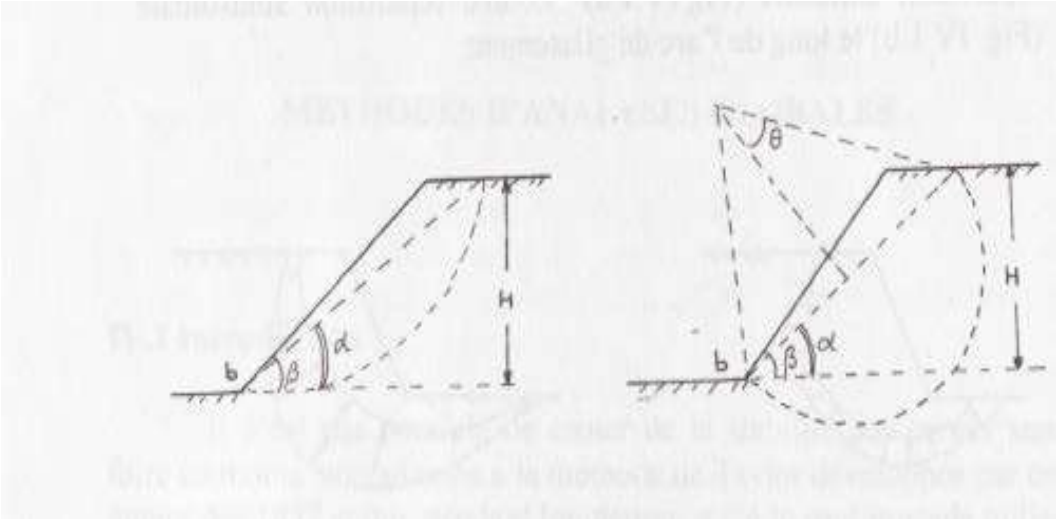


Figure III. 2: Les deux cercles de glissement.

2)- Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au-dessous de « b », le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistant et coupe le talus au-dessus de son pied (fig. III.3)

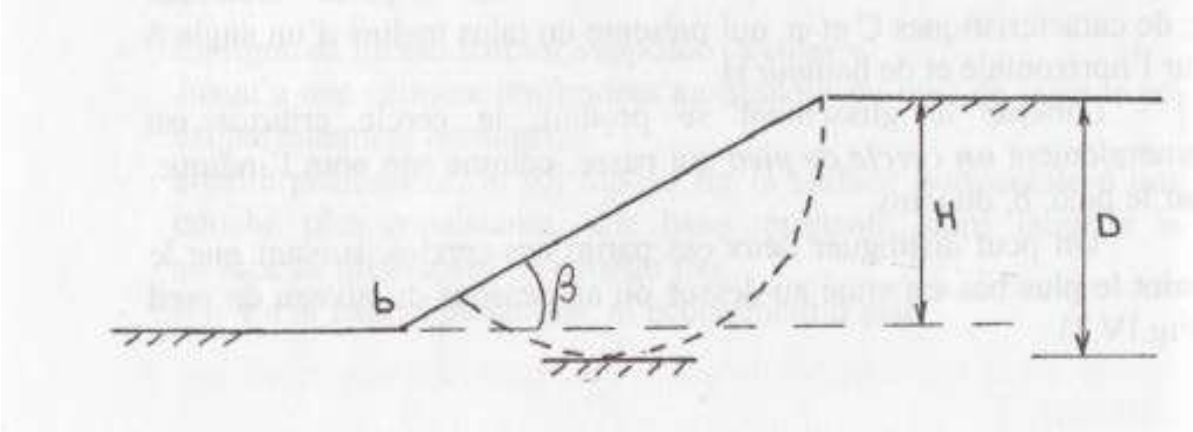


Figure III. 3: Cercle de flanc.

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. III.4).

Le cercle à ***mi-pente*** est tangent à la base résistante.

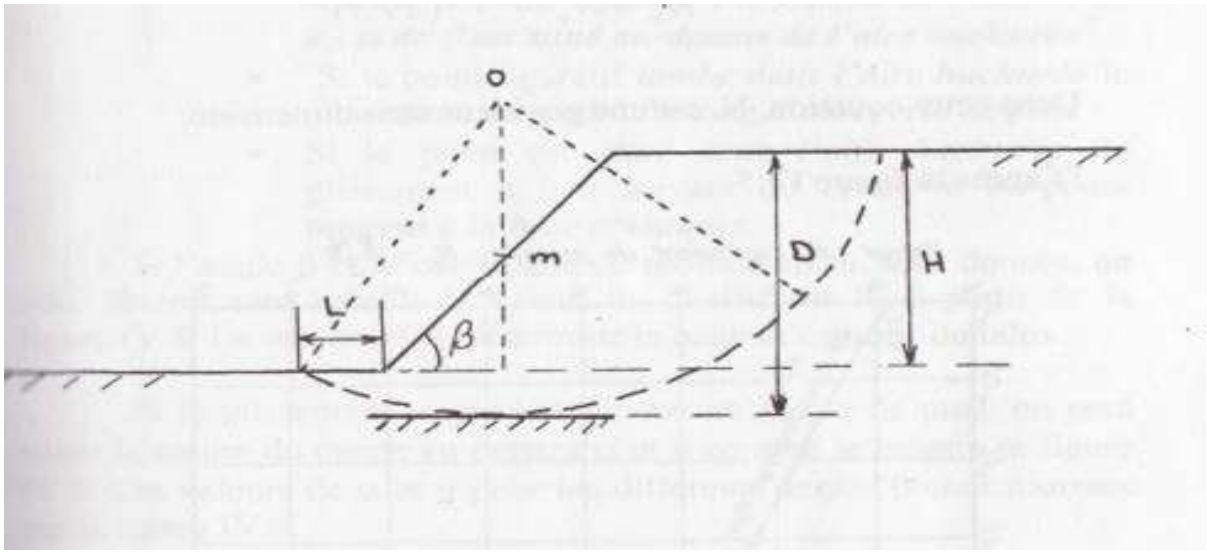


Figure III. 4: Le cercle mi –pente.

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres dont la signification a paraît sur les figures III.2, III.3et III.4 sous dessus ce sont, autre « ***β*** » et H, il ya lieu d'ajouter θ, α et « $\boldsymbol{D = N_D H}$ » *et* « $\boldsymbol{L = N_L H}$ ».

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différent cas de figure.

III .2.1.1 *Méthode de Taylor pour un milieu purement cohérent (φ =0) :*

Si « ***C*** » est connue, la hauteur critique « ***H*** » du talus de pente « ***ß*** » est donnée par l'équation suivent :

$$H_C = N_C \frac{C}{\gamma} \qquad \text{……..……(III.1)}$$

Dans cette équation N_C est une grandeur sans dimension

D'après la (figure III.5) :

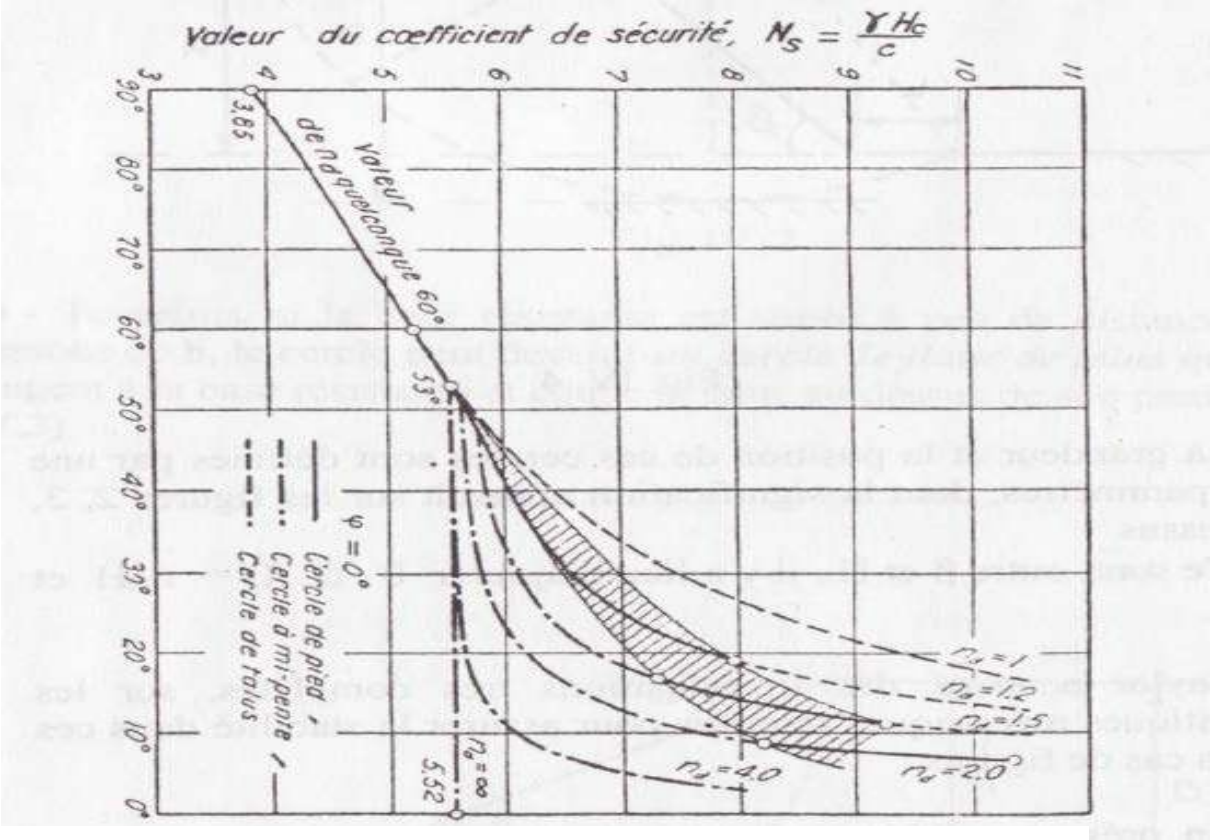


Figure III. 5: La valeur de coefficient de sécurité.

Tous les talus dont la pente « ***ß*** » est supérieure à 53^o donnent lieu à des glissements suivant un cercle de pied de talus.

Si **« *ß*»** est inférieur à 53^o, 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 leur suivant un cercle de flanc de talus si le point figuratif correspond aux valeurs de N_D et de ß est ***situé au-dessus de l'aire hachurée.***

- Si le point figuratif tombe dans l'aire hachurée le glissement se produit le long d'un cercle de pied.

- Si le point est situé sous l'aire hachurée, le glissement a lieu suivant un cercle *à* ***mi-pente tangent à la base résistante.***

***** Si l'angle «***ß*** »et le coefficient de profondeur N_D sont donne, on Peut obtenir sans calculs la valeur du coefficient $\mathbf{N_s}$ à partir de la (figure III.5).

La valeur de $\mathbf{N_s}$ détermine la hauteur critique du talus.

***** Si le glissement se produit suivant un cercle de pied, on peut Situer le centre du cercle en portant ***α*** et **θ** comme le montre la figure suivant. Les valeurs de ***α*** et **θ** pour les différents angles ***ß*** sont fournies par la (Figure III.6).

***** Si le glissement se produit suivant un cercle à mi-pente tangent â la base résistante la position du cercle critique est déterminé par la Distance horizontale, « $\mathbf{L=N_L\ H}$ » en fonction des diverses valeurs de N_D, et de ***ß*** au moyen de l'abaque de la (figure III.7).

III .2.1.2 *Méthode de Taylor pour un milieu cohérent à frottement interne (φ ≠ 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.

$$H_C = N_s \frac{C}{\gamma} \qquad \text{……..(III.2)}$$

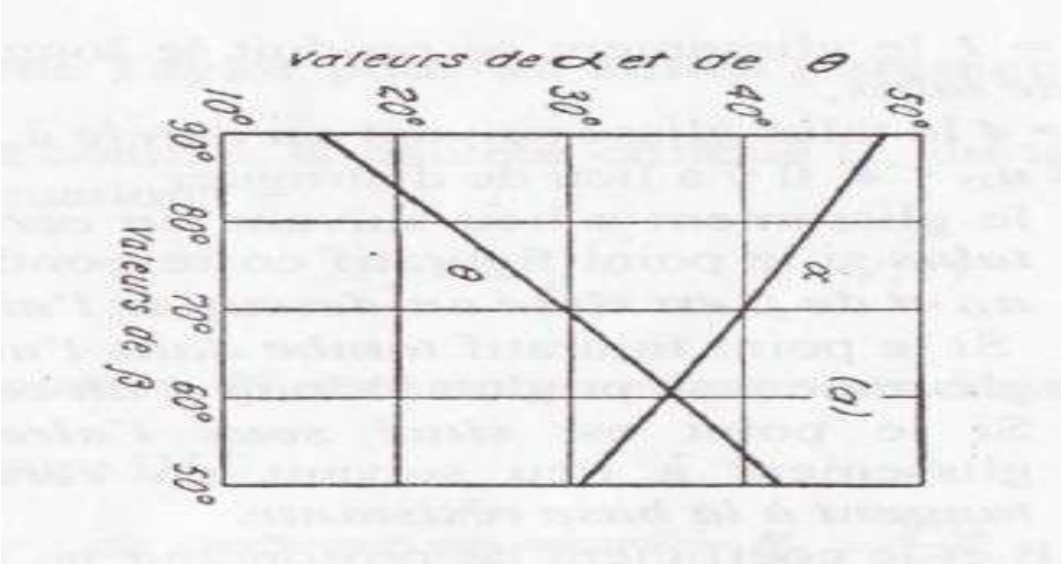


Figure III. 6 : Relation entre l'angle du talus β et Les paramètres α et θ Permettant de déterminer La position du cercle de pied critique quand β est Supérieur à 53°.

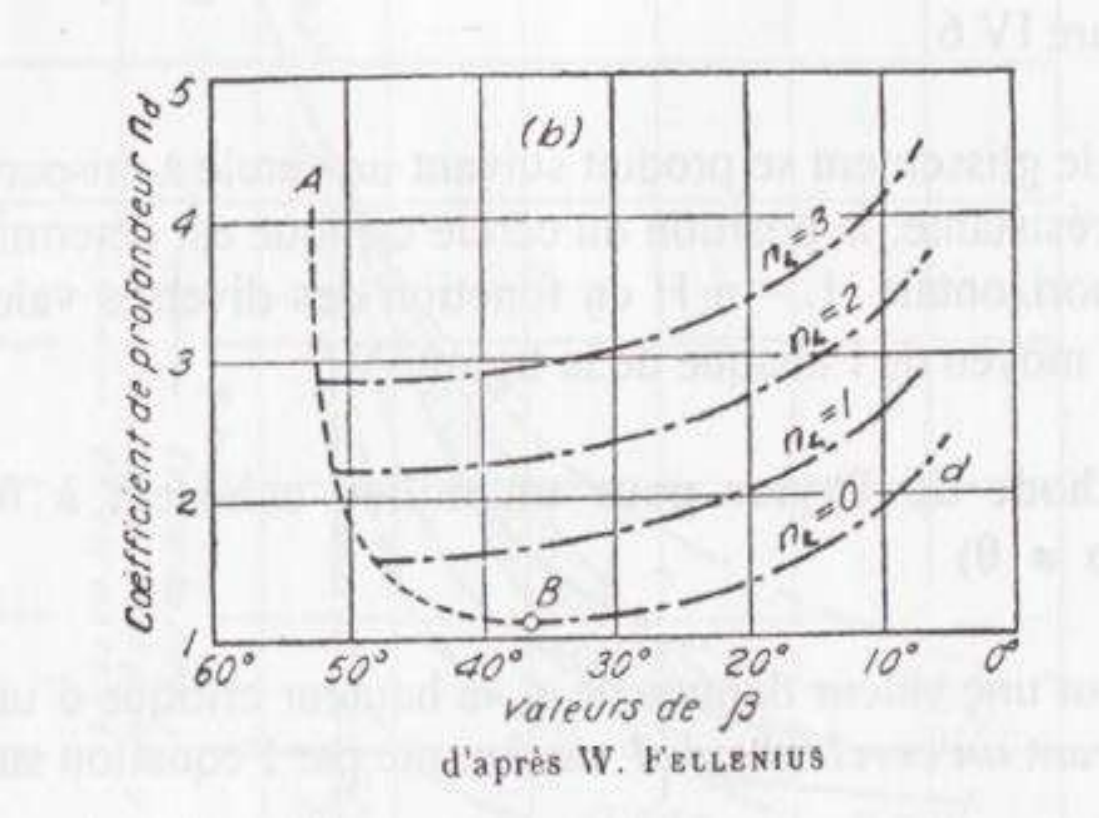


Figure III. 7: Relation entre l'angle de talus β et le coefficient de profondeur n_D pour différentes valeurs de n_L.

Qui est identique à l'équation (III.1). A ceci près que N_s dépend non seulement de ***ß*** mais aussi de ***φ*** La (Figure III.8). Montre la relation entre ***ß*** et N_s. pour différentes valeurs de ***φ,*** Pour une valeur déterminée de l'angle de ***ß*** du talus, N_s augmente d'abord lentement puis de plus en plus vite, pour des valeurs croissantes de n_D . Lorsque φ = ß, N_s devient infini.

Tous les points situés sur les courbes représentées dans la (Figure III.8) correspondent à des glissements suivant des cercles de pied, car la théorie entre que la possibilité d'un glissement par la base ne saurait exister à moins que la valeur de ***φ*** ne soit inférieur a 3^o.

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 zéro au moment du glissement.

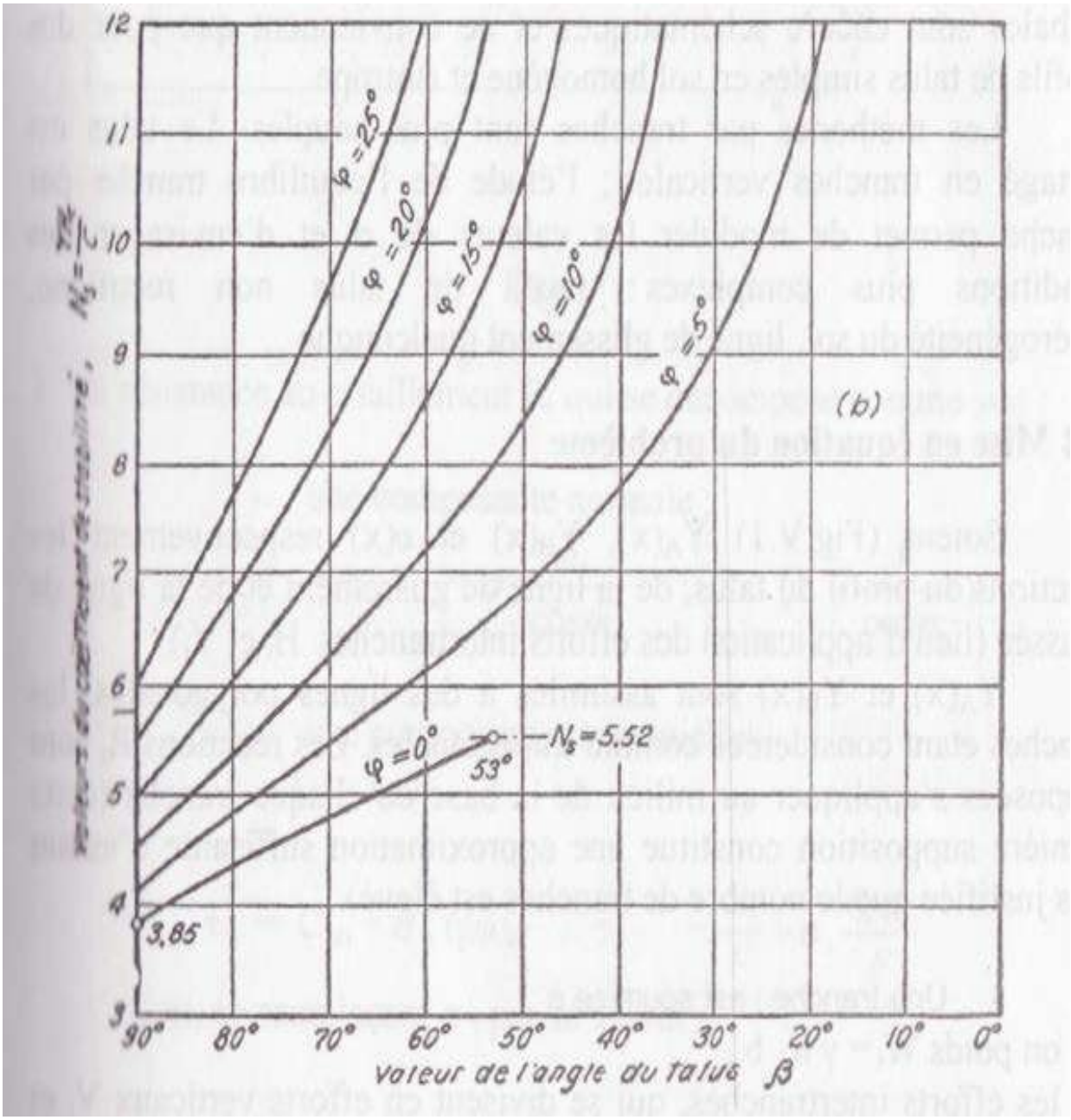


Figure III. 8: Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s. Pour déférentes valeurs de φ.

III.2.2 *Méthode de Bishop simplifiée :*

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit *Bishop* à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable, il suppose donc que pour tout i, $(V_i - V_{i+1})=0$, ce qui équivaut a considérer les efforts inter tranche uniquement horizontaux.

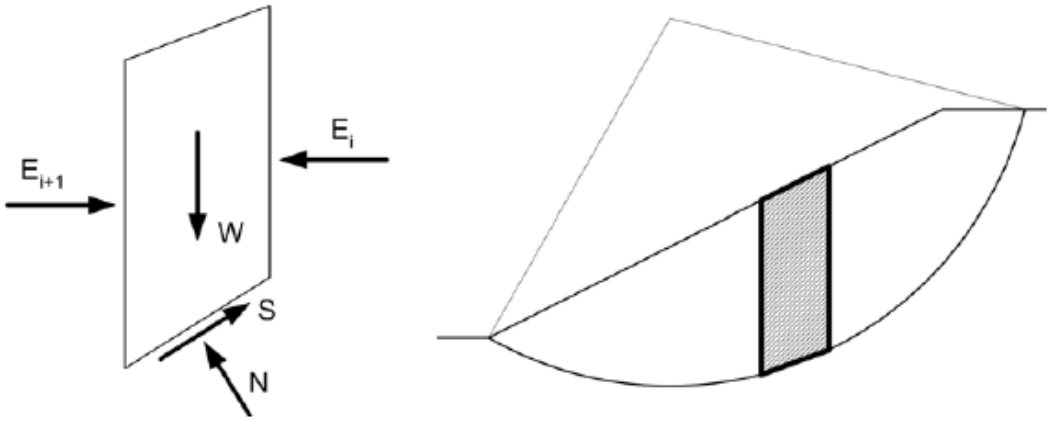


Figure III. 9: Force agissant sur une tranche pour la méthode de Bishop simplifie.

Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum Wi \sin \alpha i} \left[\sum \left[\frac{Ci\, bi}{\cos \alpha i} + tg\varphi i \left[\frac{Wi - Ci \frac{bi}{F} tg\alpha i}{m\alpha} \right] \right] \right] \quad \text{.....(III.3)}$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puis que l'on se contente de :

- L'équation relative à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- L'équation du moment global.

Pour les inconnues que sont les efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F.

On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employé qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

III.2.3 *Méthode de Fellenius :*

Encore appelée méthode suédoise on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts inter tranches (figure III.10).

Comme pour les autres méthodes la répartition des N_i sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement on trouve:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad \text{.....(III.4)}$$

On écrit également l'équilibre global des moments permet de trouver directement l'expression de F_S :

$$F_s = \frac{1}{\sum wi \sin \alpha i} \left[\sum_i^n Wi \cos \alpha i \ \ tg \ \varphi i + C\, i \frac{bi}{\cos \alpha i}\right] \quad \text{..... (III.5)}$$

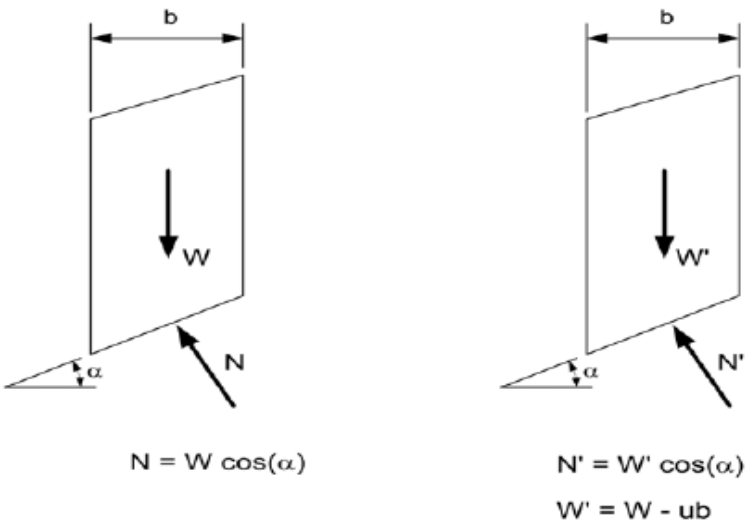


Figure III. 10: Forces agissantes pour une tranche pour la méthode de Fellenius.

L'équation qui permet de définir «F_S» est la même que celle donnée par la méthode de *Bishop* pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente de la contrainte sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de «F_S» par la méthode de *Bishop*. Dans ce cas les efforts ($R_i = N_i$) passent tous par le centre du utilisant ce type de ligne de cercle de glissement les méthodes glissement donnent:

$$F_s = \frac{1}{\sum Wi \sin \alpha i}\left[\sum\left[\frac{Ci\ \ bi}{\cos \alpha i}\right]\right] \qquad \text{……..……(}\textbf{\textit{III.6)}}$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de F_S, en particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de N_i était différente mais N_i n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales».

Par ailleurs, si on considère le milieu comme homogène $C = C_c$ γ constante $b = b_i$ (largeur de la tranche) constante.

$$\sum \text{Wi} \sin \alpha i = \sum \gamma \text{ h } b_i \sin \ \alpha i \qquad \text{……...(}\textbf{\textit{III.7)}}$$

$$\frac{C}{\gamma H}\left[\frac{\sum 1/COS\ \alpha i}{\sum \frac{hi \sin \alpha i}{H}}\right] = N_s \ \frac{C}{\gamma H} \qquad \text{……..……(}\textbf{\textit{III.8)}}$$

N_s ne dépend que de la géométrie du talus il est indépendant des caractéristiques mécaniques du milieu (à rapprocher de la formule de Taylor).

III.2.4 *Méthodes des éléments finis :*

III.2.4.1 *Hypothèses de calcul et modèles numériques :*

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs compliqués à cause du nombre des variables calculées.

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

a) Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
b) Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).
c)Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
d) Modèles de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.) ;
e) Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).
f) Modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto-plasticité, etc.) .
g) Modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

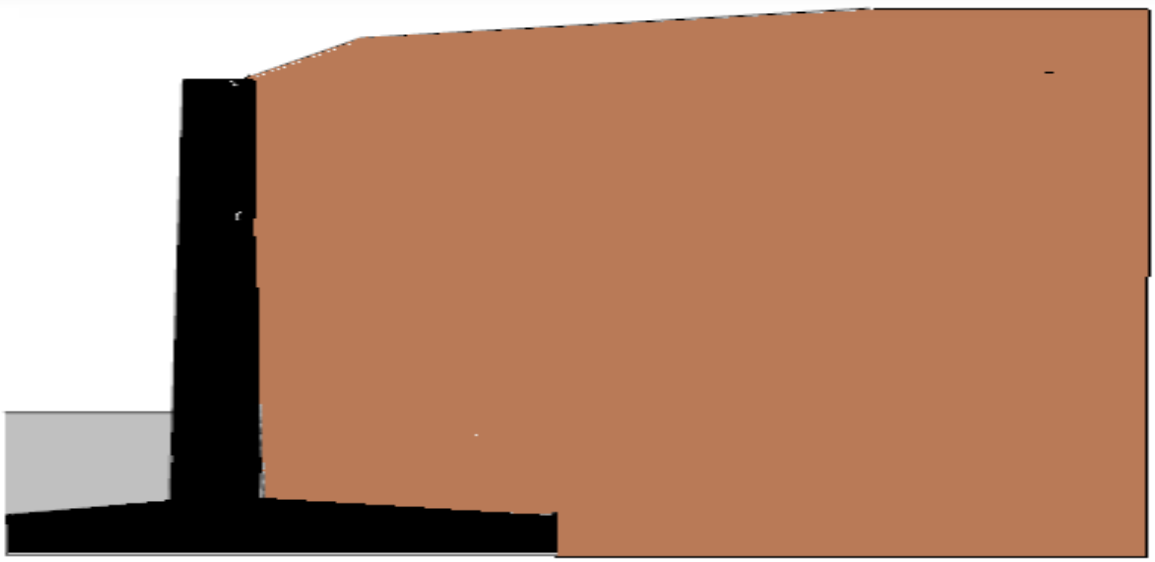
Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

CHAPITRE : IV

« Les Différentes techniques de renforcement de talus »





Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

IV.1 Techniques et moyens de renforcement du talus:

***Généralités* :**

Le renforcement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent a stabilisés la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- ***Coté résistance* :** la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- ***Coté économique* :** le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible **(**locale**)** et moins coûteux.
- ***Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité):*** la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

IV .1.1 Les différentes techniques de confortement :

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

IV .1.1.1 La modification géométrique :

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

On peut citer :

a- Le déchargement en tête :

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

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

b- Le chargement en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace, l'ouvrage également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices, pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

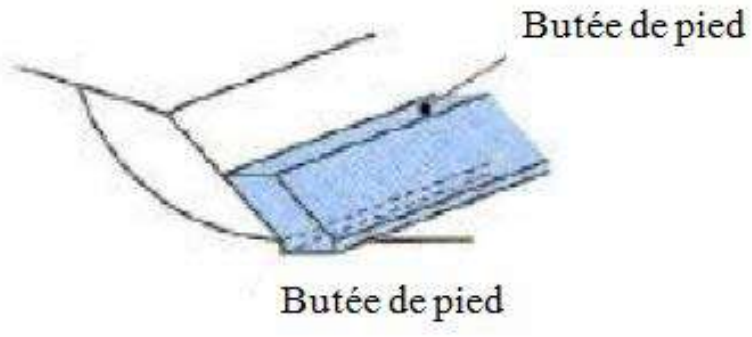


Figure IV. 1 Chargement au pied d'un talus.

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

c- Le reprofilage :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport a une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

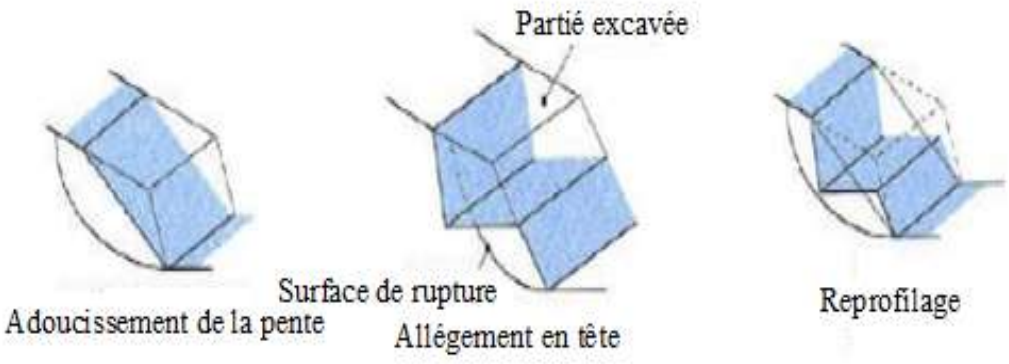


Figure IV. 2 : Les différents procédés de modification géométrique**.**

IV .1.1.2. La substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité, cela permet de reconstituer le profil du talus initial, il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport, la tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales, des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

IV .1.1.3. Le drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant, elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation, l'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- Capter les eaux de surface.

- Éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.

- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.

- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

a- Les tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m).

On met des tubes en P.V.C, on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la figure IV.3).

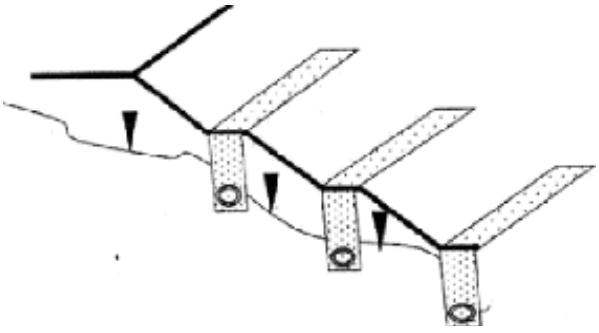


Figure IV. 3 : Tranchées drainantes

.

b- Les éperons drainants :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers (voir la figure IV.4).

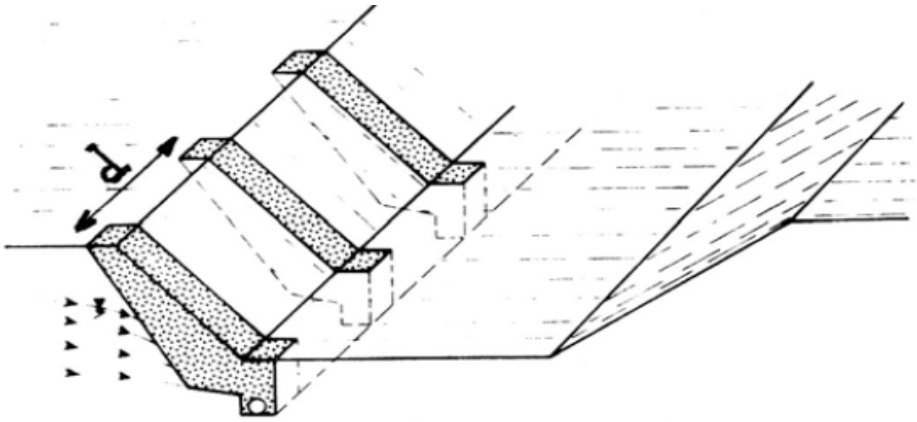


Figure IV. 4: Schéma d'éperons drainants

c- Les drains subhorizontaux :

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

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

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

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

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

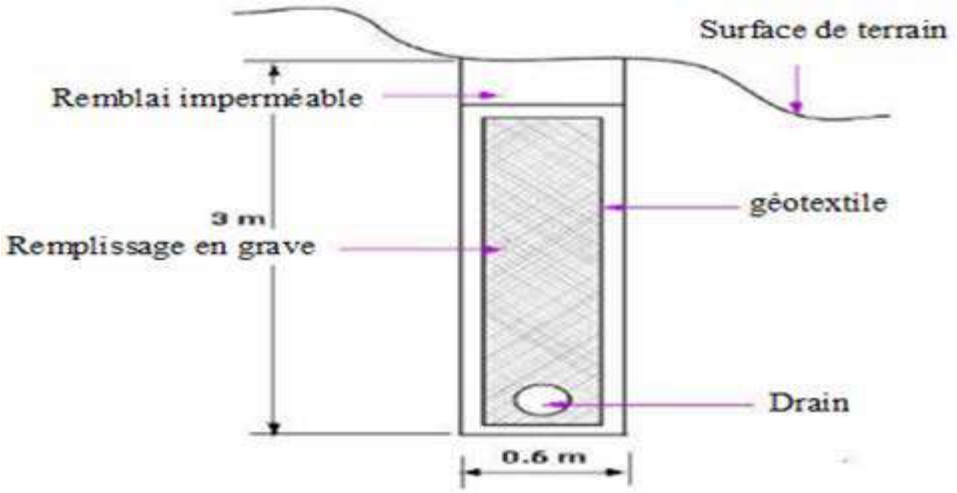


Figure IV. 5: Les drains subhorizontaux

d- Les drains verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux).

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement.

IV 1.1.4. La végétalisation :

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



Figure IV. 6: L'implantation des plantes dans un talus.

IV.1.1.5. Les éléments résistants :

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

La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

a- Les ouvrages de soutènement :

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

a.1 Les murs de soutènements :

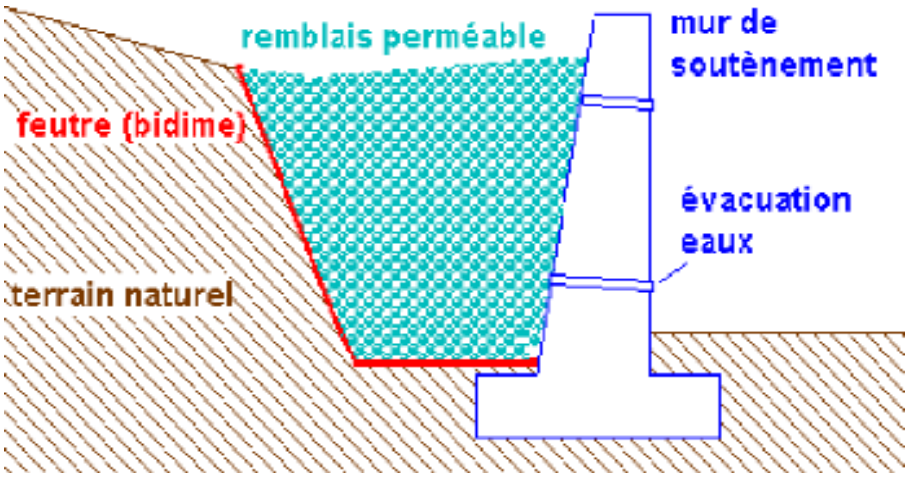


Figure IV. 7: Mur de soutènement**.**

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, il existe deux types d'ouvrages :

- Les murs poids.
- Les murs souples.

a.2 Les rideaux de palplanches :

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

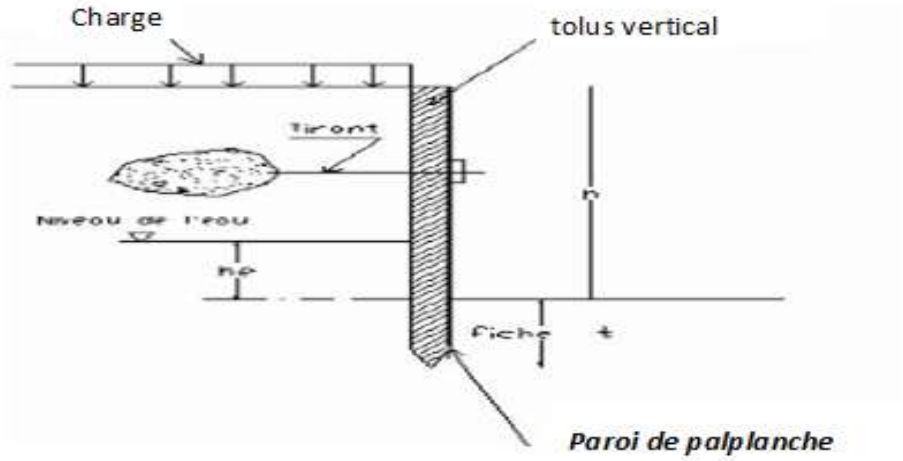


Figure IV. 8: Paroi de palplanche.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution.

Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées par le fonçage à proximité d'habitations.

a.3 La terre armée :

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

- ***Un sol :*** plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- ***Des inclusions :*** horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- ***Un parement :*** anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

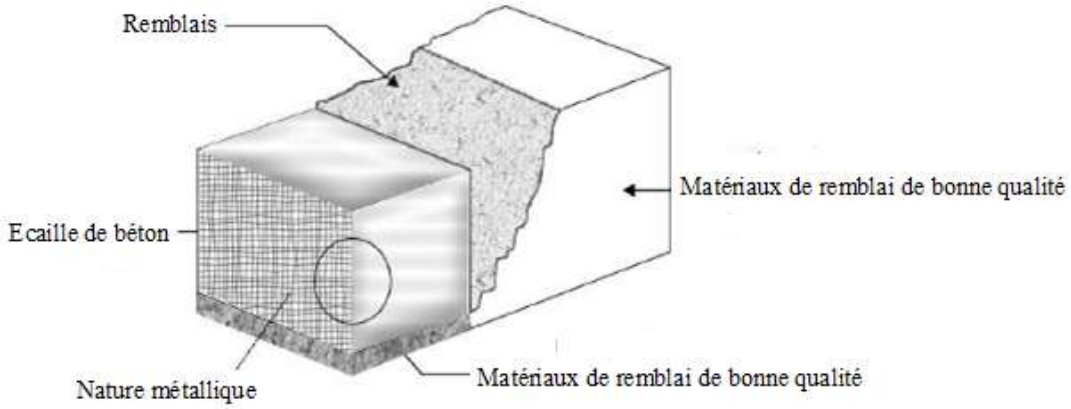


Figure IV. 9: Principe de la technique terre armée.

b- Les tirants d'encrage :

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

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

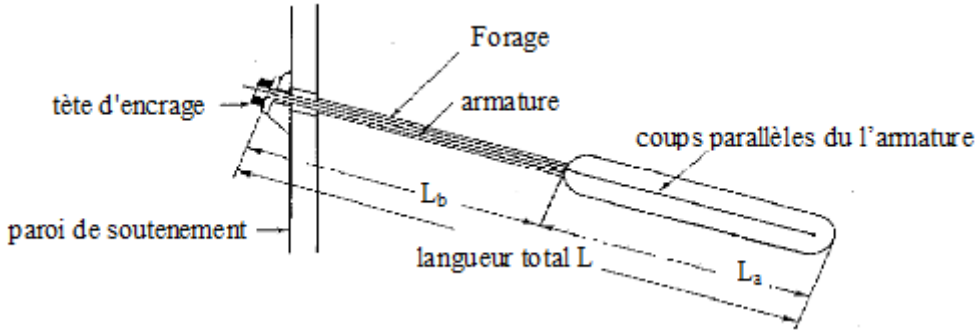


Figure IV. 10: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.

c-Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure IV. 11: Un versant stabilisé par clouage.

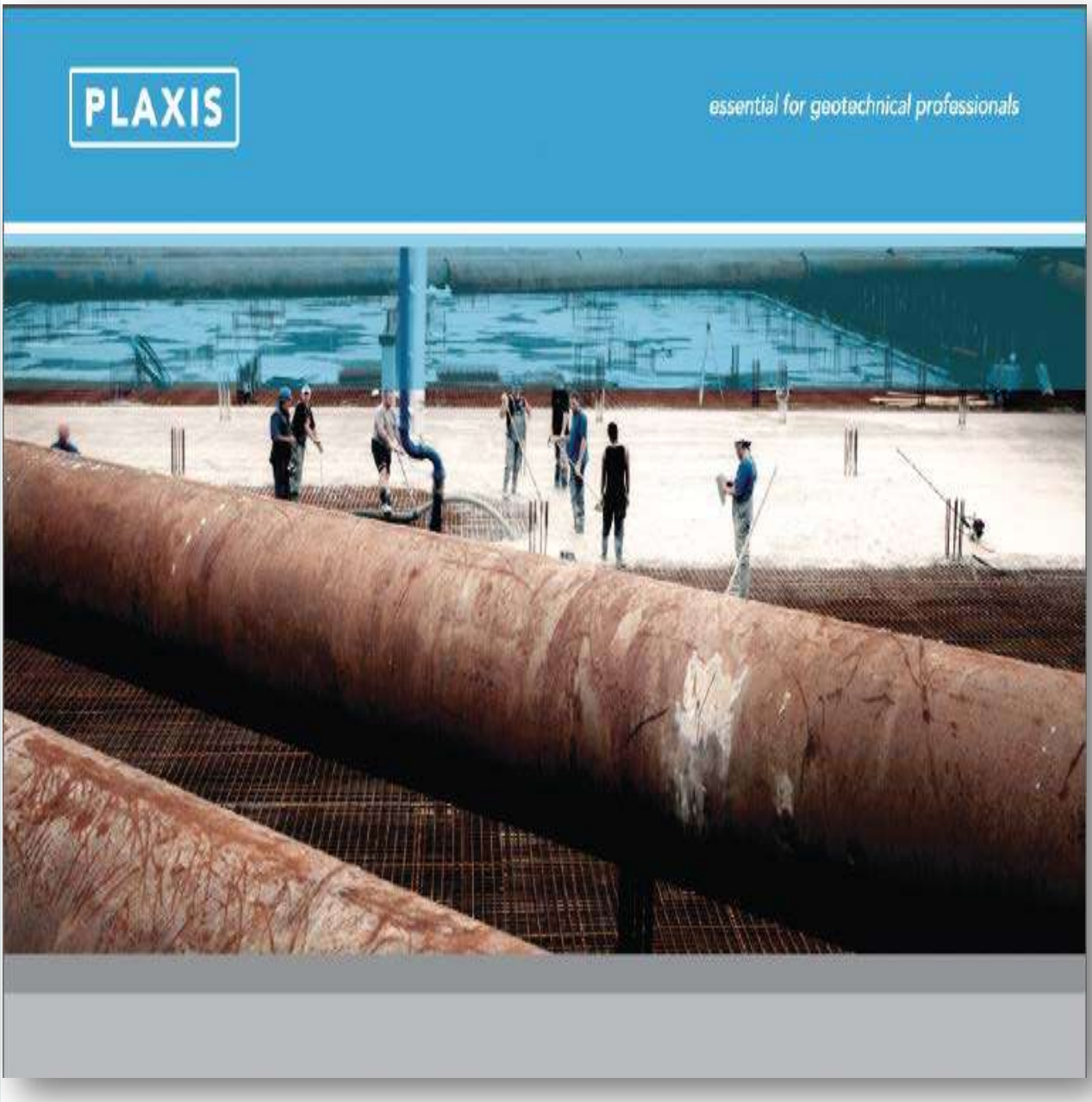
.d- Les géotextiles :

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

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

CHAPITRE : V

« *Présentation du code de calcul "PLAXIS "* »



Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

V.1. *Présentations de "PLAXIS " :*

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Ce logiciel, développé par l'équipe du Professeur Vermeer nous permet la représentation des situations réelles en modèles 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. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique.

C'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvées, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Le système d'option 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 tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

V.2. *Les Modèles de comportement utilisent dans PLAXIS :*

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de (Mohr-Coulomb) jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

V2.1. *Comportement élasto-plastique :*

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S0 (Figure V.1).

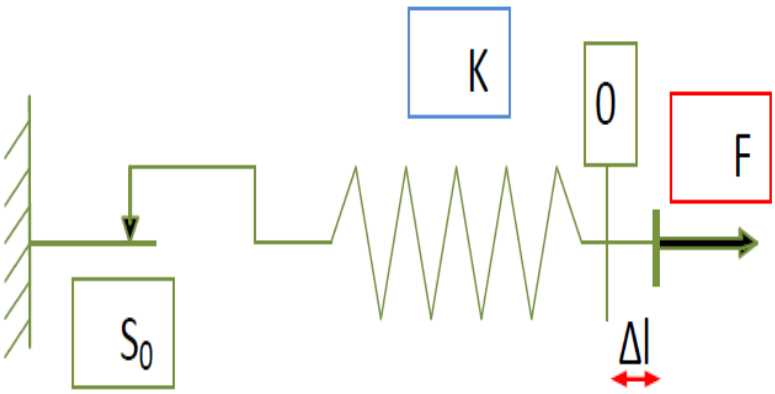


Figure V. 1: Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (Figure V.2)

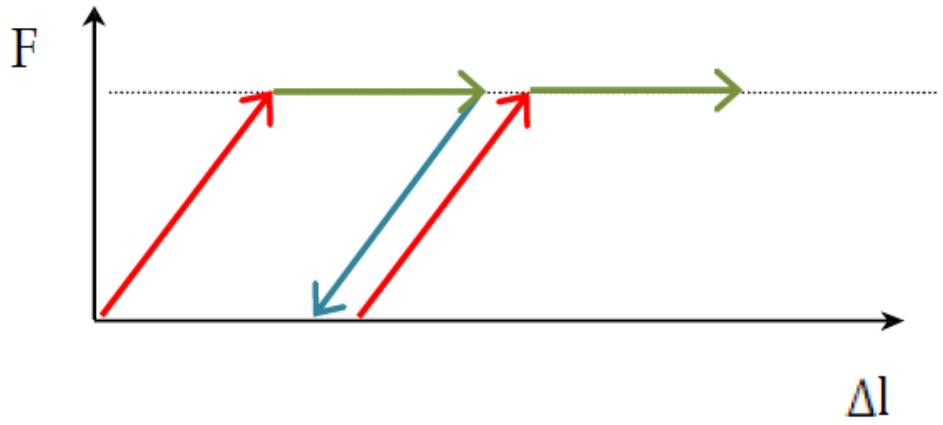


Figure V. 2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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

Le type de comportement représenté par les figures V.1 et V.2 est un comportement

élastique-plastique sans écrouissage.

La figure V.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

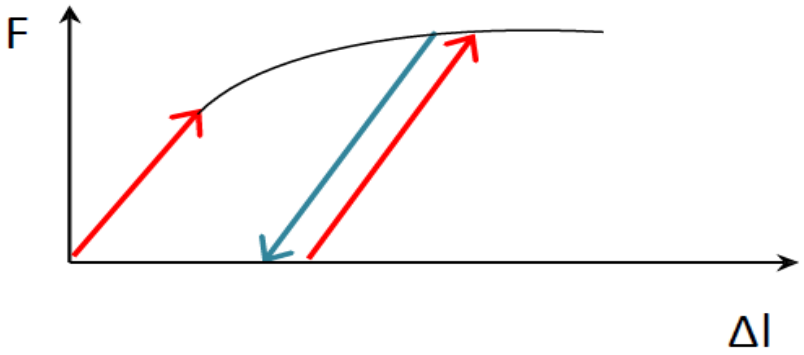


Figure V. 3: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

V.2.2. ***Modèle élastique linéaire :***

Le modèle élastique linéaire 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 d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à $\vartheta_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \qquad \text{……..(V.1)}$$

$$K = \frac{E}{3(1+\vartheta)} \qquad \text{……..(V.2)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\vartheta)E}{(1-2\vartheta)(1+\vartheta)} \qquad \text{……..(V.3)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

V.2.3. ***Modèle de (Mohr-Coulomb) :***

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$\boldsymbol{\tau = \sigma_n tan\varphi + c}$; où $\boldsymbol{\sigma_n}$ et $\boldsymbol{\tau}$ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Fig. V.4).

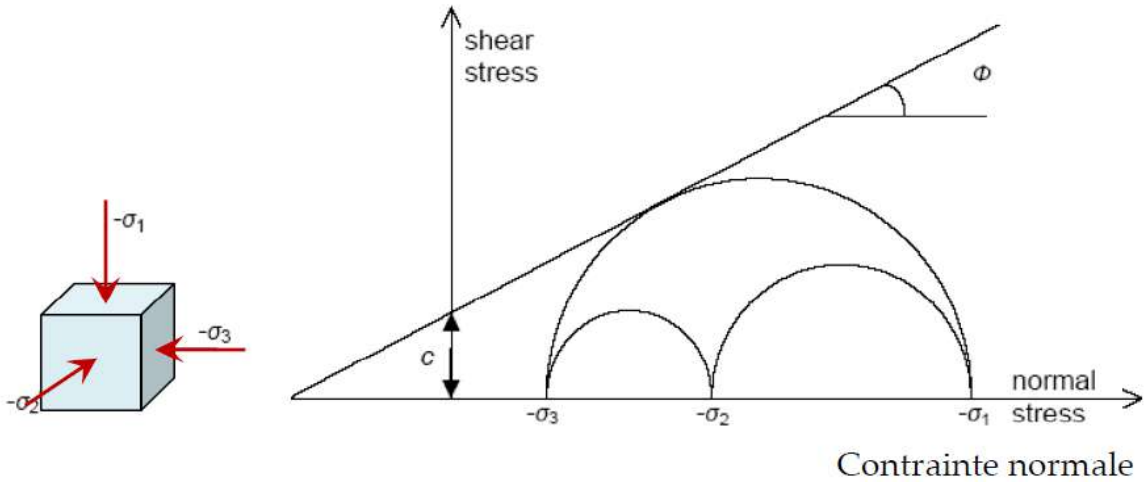


Figure V. 4: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure V.5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

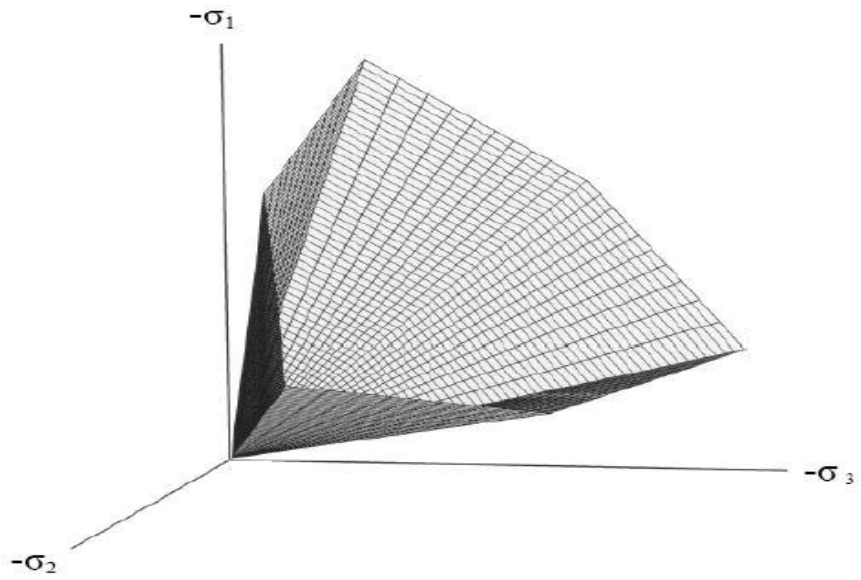


Figure V. 5: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure V.6).Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ, respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformations ou de stabilités.

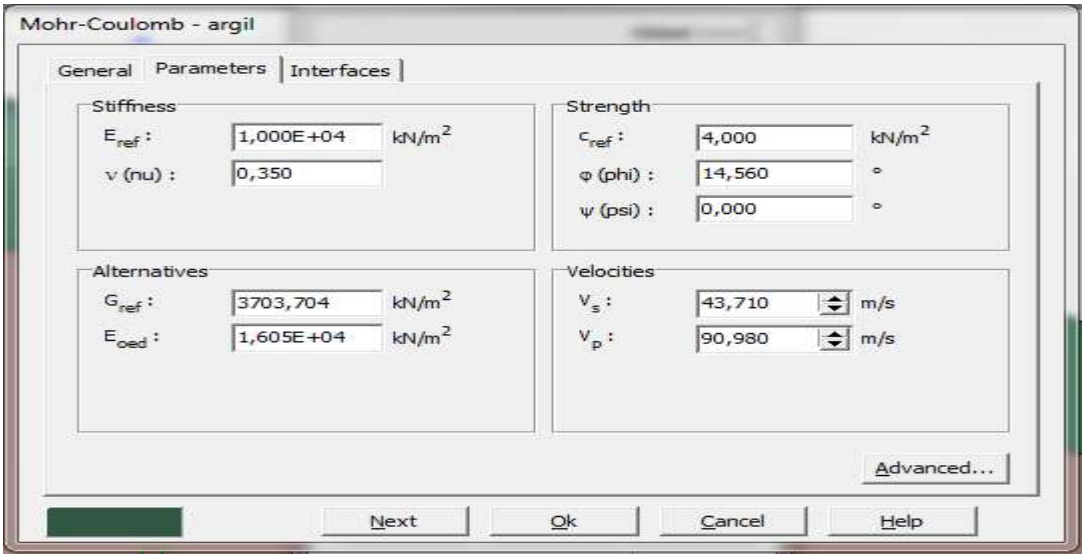


Figure V. 6: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

V.2.3.1. *Module d'Young :*

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au $\mathbf{G}_{\mathbf{max}}$ mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

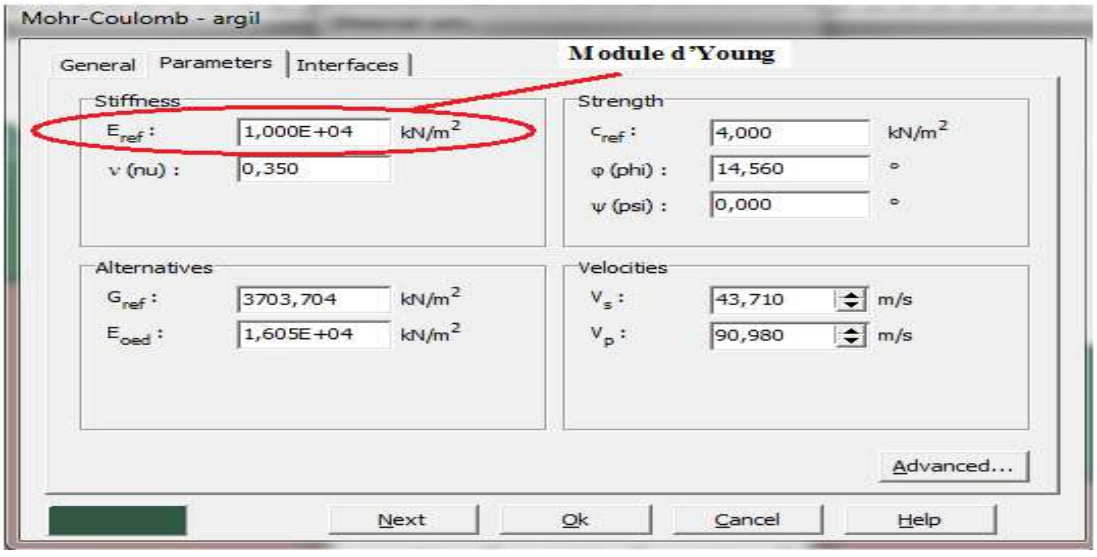


Figure V. 7: Module d'Young dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure V.8).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

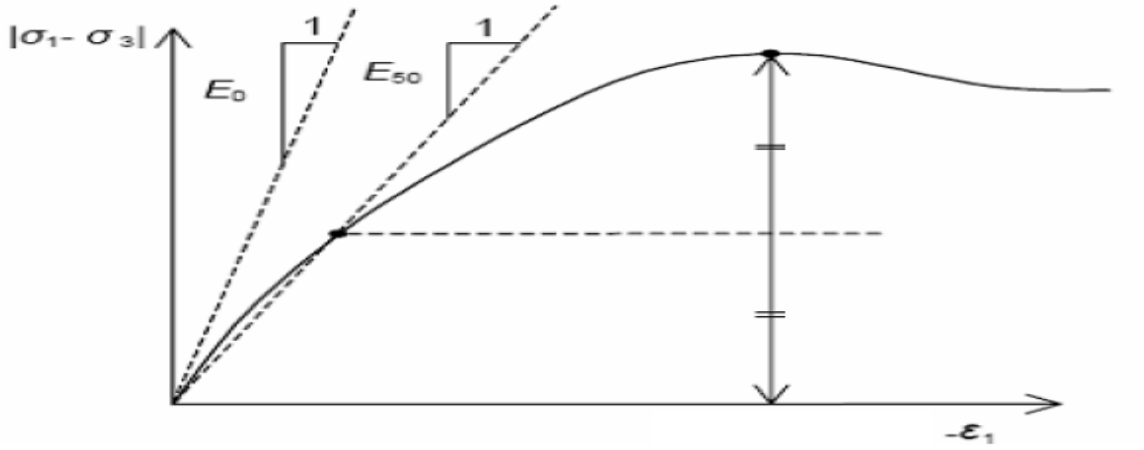


Figure V. 8: Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boite de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

IV.2.3.2. *Coefficient de Poisson :*

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

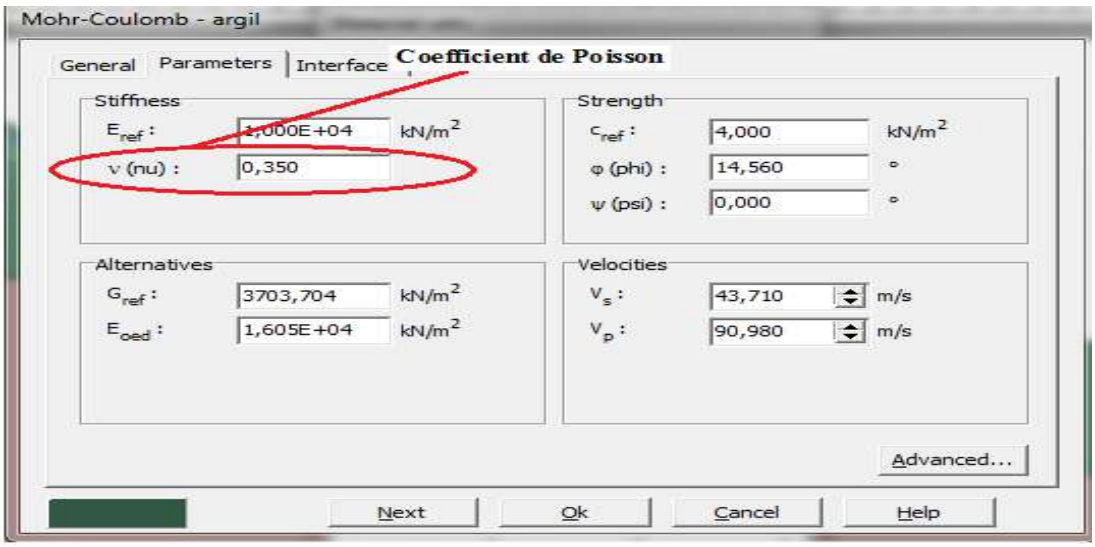


Figure V. 9: Coefficient de Poisson dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb

IV.2.3.3. *Angle de frottement*

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ cv (à volume constant,) En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .

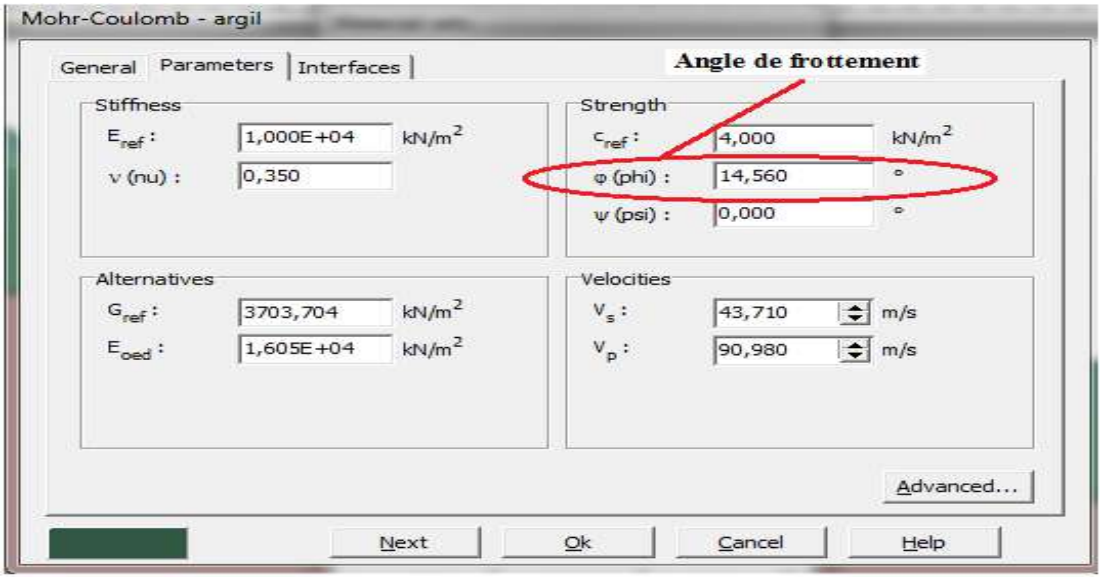


Figure V. 10: Angle de frottement dans une fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb

IV.2.3.4. *Cohésion :*

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 K_{Pa}) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec ϕ u = 0, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en N résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en K_{Pa}/m).

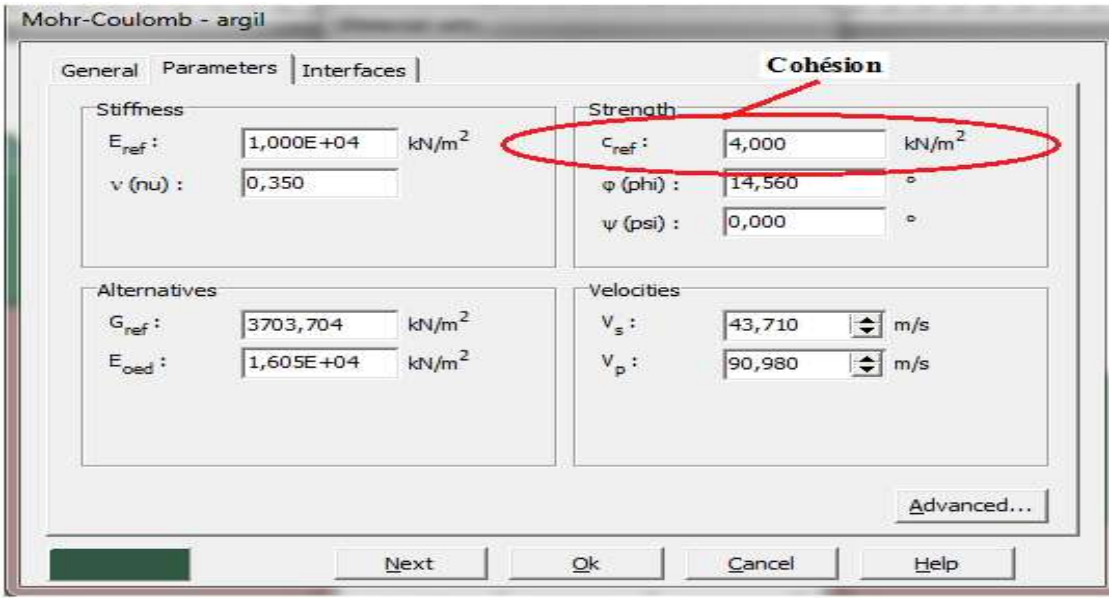


Figure V. 11: Cohésion dans un fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb.

IV.2.3.5. *Angle de dilatance :*

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^0 \qquad \dots\dots\dots\dots\dots\dots pour\ \varphi > 30^0.$$

$$\psi = 0^0 \qquad \dots\dots\dots\dots\dots\dots pour\ \varphi < 30^0.$$

Le cas où Ψ < 0° correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur Ψ = 0° correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C’est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

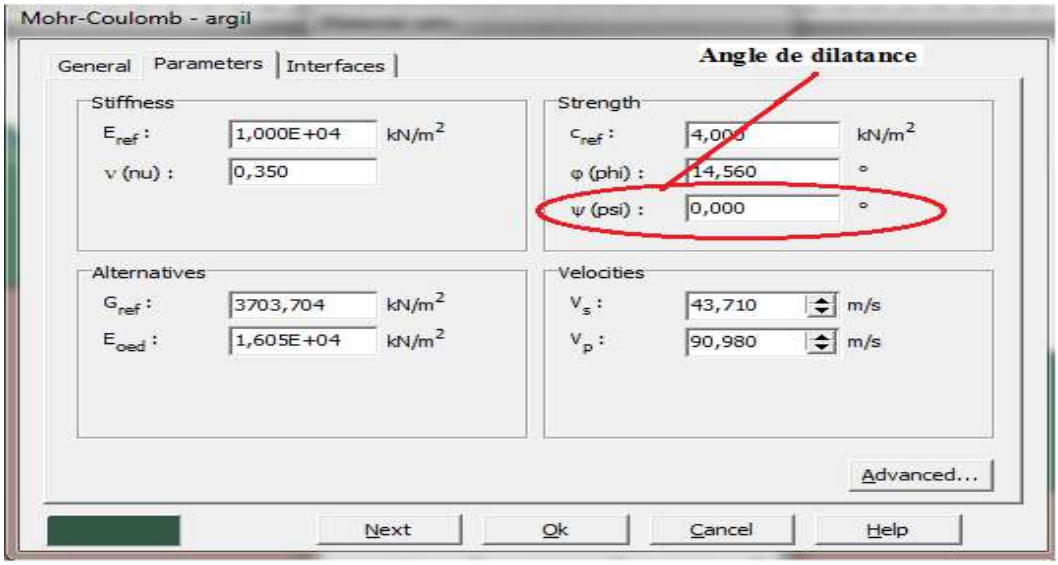


Figure V. 12: Angle de dilatance dans une fenêtre de paramètre de Mohr-Coulomb.

IV.2.3.6. *Les contraintes de traction :*

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure V.5).

Celles- ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (T’ensile strength).

IV.2.3.7. *Les paramètres avancés :*

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Fig. V.13)

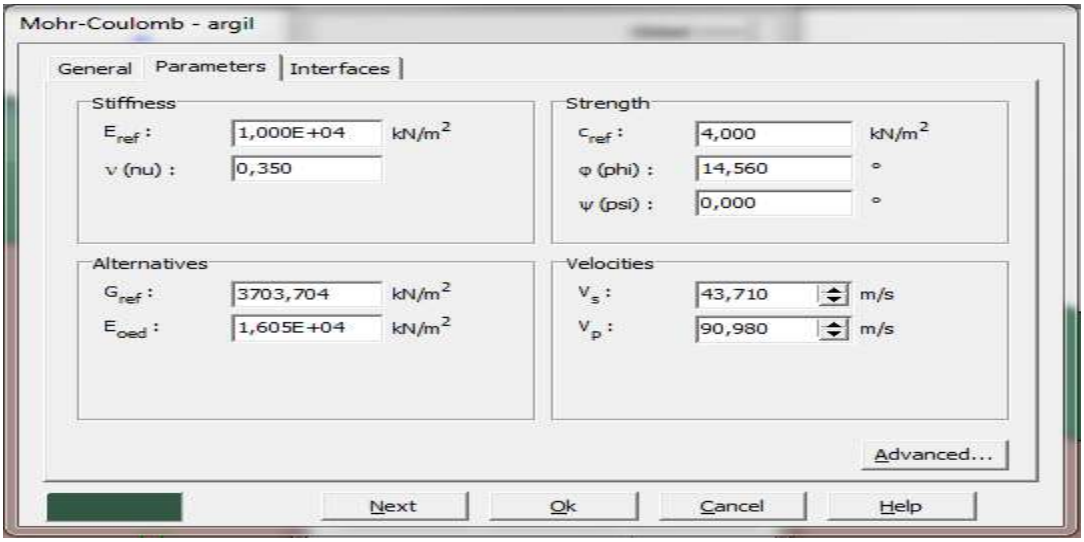
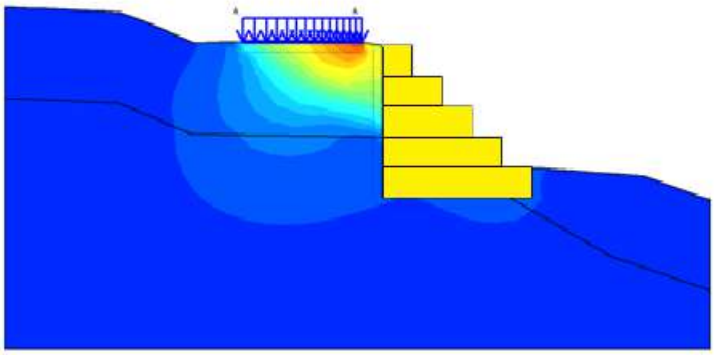
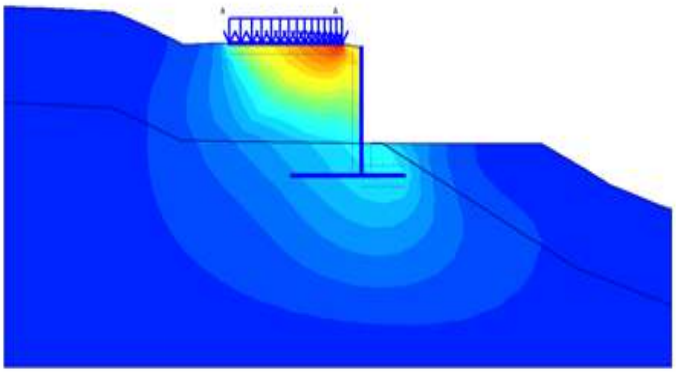


Figure V. 13: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

CHAPITRE : VI

« *Analyse numérique d'un cas réel de glissement de terrain* »





Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

VI.1 *présentation de site étudie:*

VI.1.1 *Localisation :*

Le site étudié est localisé à MEDEA sur le chemin communal, reliant la Commune de sidi Ammar à celle de Rabie.



Figure VI. 1: le site étudie.

VI.1.2 *contexte géologique régional :*

Géologie générale :

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud.

Localement la zone d'étude se situe dans la chaîne de l'Atlas tellien de Tablât, caractérisée par la prédominance d'affleurement du Crétacé inférieur marin, qui correspond à une série compacte et monotone de marnes schisteuse de couleur grises et d'argile marneuses.

Les terrains quaternaires sont assez réduits, cratérisés par quelques placages d'éboulis sur les pentes, qui sont le produit de désagrégation des roches crétacés ; ainsi que par des remplissages d'alluvions dans les lits des oueds.

VI.*1.3 risques particuliers :*

Ces risques sont liés à la morphologie et à l'hydrogéologie:

1- La couverture superficielle argileuse est sensible aux tassements par saturation hydrique,

2- Les actions dynamiques engendrées par les vibrations et séismes

3- Du fait de sa position topographique;

4- Du thalweg ; constituant un axe de drainage et de ravinement

VI.1.4 *séismicité locale:*

La région Tellienne est un espace tectoniquement complexe à vulnérabilité sismique naturelle élevée. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au sud et de la plaque eurasienne au nord. La tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont l'interaction peut générer des séismes.

Selon la classification RPA99 V(2003) des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissante sont définies (Voir la figure 1 ci-dessous) :

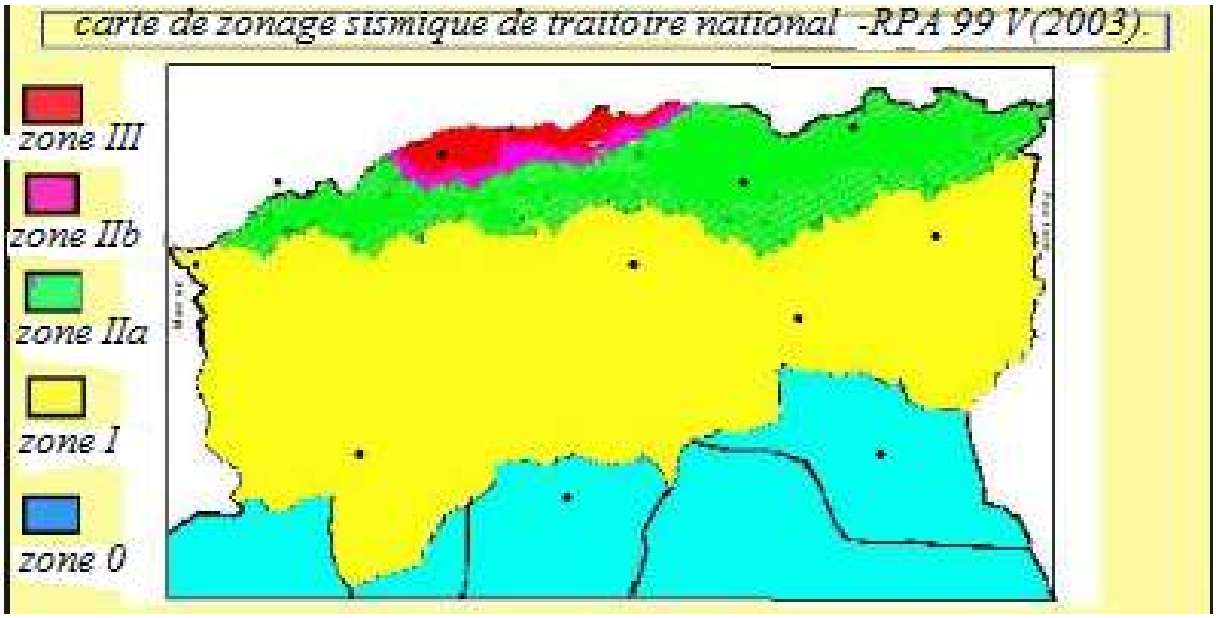


Figure VI. 2: carte de zonage sismique.

1. **Zone O** : sismicité négligeable.
2. **Zone I** : sismicité faible.
3. **Zone II a II b** : sismicité moyenne.
4. **Zone III** : sismicité élevée.

La section étudiée se trouve dans la ***zone sismique II A***, de séismicité moyenne.

- Coefficient d'accélération : 0.25 g.
- Groupe d'usage : 1A.

VI.1.5 *effets de site :*

Compte tenu des conditions de site :

- De la géomorphologie : importante déclivité, failles …
- de la nature géologique des faciès : schistes, argiles et marnes,
- Des signes apparents d'instabilité,

L'observation des effets macrosismiques des secousses, montre que le mouvement sismique subi à la traversée des sols mous (meubles) et par rapport à ce qu'on observait dans les sols rocheux, une atténuation dans la zone des hautes fréquences et se trouvait par contre amplifié dans la zone des basses fréquences ;

VI.*1.6 reconnaissance du site :*

VI.*1.6.1 organisation :*

Compte tenu de la nature du projet, des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, la reconnaissance géotechnique a porté sur :

- L'inspection géologique et hydrogéologique du site et de ses environs, lors de la visite;
- La réalisation, d'un programme de 24 essais de pénétration dynamique (Spd-01 à Spd-24) foncés jusqu'au refus ;

Le plan d'implantation de ces essais in-situ est remis en annexe dans ce mémoire, de même que :

- Les courbes pénétrométriques SPd-01 à SPd-24;

VI.*1.6.2 géologie du site :*

Le contexte géologique général révèle que le site est composé essentiellement de formations d'argiles plus ou moins marneuses (Crétacé), de schiste altéré, de schiste induré.

Le terrain, objet des dégradations, est situé sur un versant de déclivité moyenne et géologiquement d'âge miocène moyen (selon les cartes) caractérisé par des dépôts d'argiles marneuses et marnes argileuses qui surmontent une importante formation de marnes compactes.

Le site présente des pentes suffisantes aux écoulements superficiels des eaux de ruissèlement de pluies et des réseaux de diaclases et fissurations dans les couches altérés de marnes et d'argile qui constituent également un moyen d'évacuation des eaux anthropiques.



Figure VI. 3: Les fissurations dans les couches altérées et le déplacement de talus.

On note, aussi, la présence de talweg, anciens lits de ruisseaux qui constituent des exutoires permanents des eaux d'écoulement. La section affectée par le glissement est caractérisée par une forte instabilité de ses sols à cause d'une part de la géologie et de la morphologie particulière des terrains et d'autre part des précipitations qui les affectent.

Elle est déduite :

- des données de la géologie locale ;
- de l'interprétation des essais de pénétration dynamique ;
- de la cartographie géologique et hydrogéologique de la région ;

VI.*1.6.3 synthèse :*

Les investigations géologiques et géotechniques réalisées au niveau chemin communal reliant sidi Ammar à sidi Rabie, Wilaya de Médéa, ont permis de conclure à la constructibilité des ouvrages de soutènement selon des critères géotechniques optima.

La synthèse des résultats est la suivante **:**

- Les sols recoupés sont constitués essentiellement de haut en bas par les successions suivantes:

a) des dépôts ***d'argiles marneuses*.**

b) des ***marnes argileuses*** qui surmontent une importante formation.

c) de ***marnes compactes.***

- Les essais au pénétromètre dynamique effectués en différentes zones du site ont déterminé et identifié les caractéristiques géotechniques de toutes les formations recoupées.

- Le niveau statique de la nappe n'a pas été décelé à la profondeur atteinte par les pénétromètres dynamiques réalisés sur site.

VI.*1.6.4 observations :*



Figure VI. 4: Les instabilités observées sur le site.

- Les instabilités observées sur le site sont essentiellement dues à la présence de talwegs, d'anciens lits de ruisseaux qui constituent des exutoires permanents des eaux d'écoulement.

- Les sections affectées par les glissements sont caractérisée par une forte instabilité de ses sols à cause d'une part de la géologie et de la morphologie particulière des terrains et d'autre part aux précipitations qui les affectent.

VI.*2 Analyse de la stabilité :*

VI.*2.1 La géométrie du problème :*

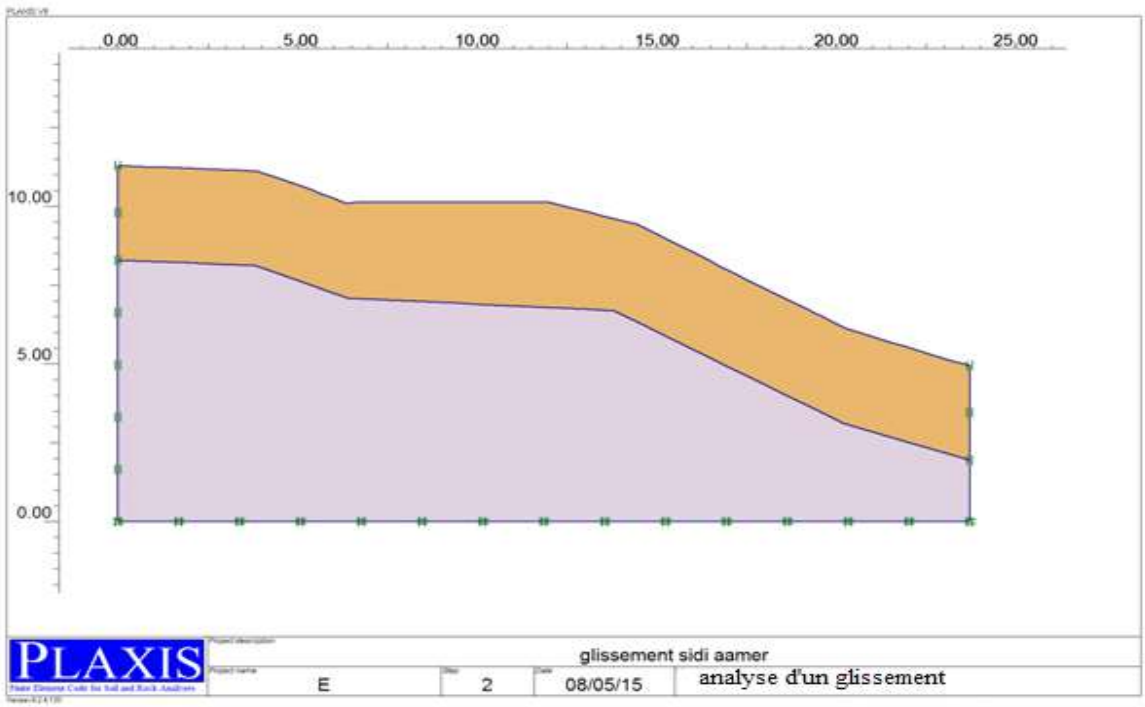


Figure VI. 5: Géométrie du problème.

VI.*2.2 Informations générales :*

a) les unités :

Tableau VI 1 : les unités de calcul.

Type	Unit
longueur	m
Force	kN
Temps	j

b) modèle :

Tableau VI 2 : le modèle de calcul.

Model	Plane strain
Elément	6-Noded

c) les dimensions :

Tableau VI 3 : les dimensions de talus.

	min.	max.
X	0,000	23,710
Y	0,000	11,290

VI.2.3 *Caractéristiques des matériaux :*

a)- Caractéristiques des sols :

Le modèle utilisé est le modèle de (***Mohr- Coulomb***) inclus dans Plaxis, Les propriétés Géotechniques du sol sont regroupées au Tableau suivant **:**

Tableau VI 4 : les caractéristiques des matériaux.

Mohr-Coulomb		**1** **argile**	**2** **marne**
Type		Drainer	Drainer
γ_d	[kN/m³]	19,00	17,00
γ_{sat}	[kN/m³]	21,00	20,00
k_x	[m/j]	0,001	0,100
k_y	[m/j]	0,001	0,100
e_{init}	[-]	1,000	1,000
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m²]	10000,000	20000,000
ν	[-]	0,350	0,330
G_{ref}	[kN/m²]	3703,704	7518,797
E_{oed}	[kN/m²]	16049,383	29632,906
c_{ref}	[kN/m²]	4,00	45,00
φ	[°]	14,56	25,33
ψ	[°]	0,00	0,00

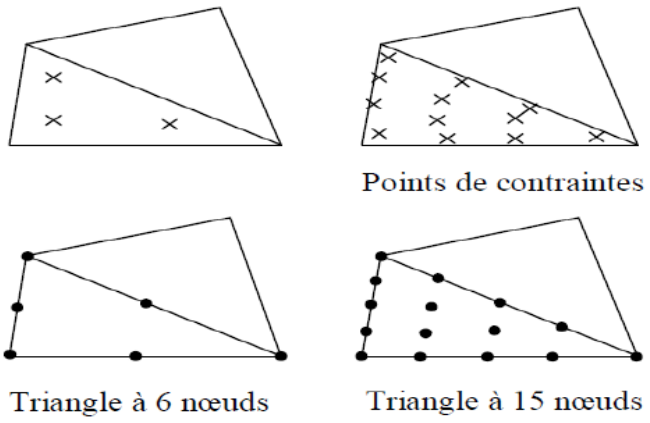
b)- Caractéristiques du corps de chaussée:

Tableau VI 5 : les caractéristiques du corps de chaussée.

No.	**Identification**	**EA** [kN/m]	**EI** [kNm²/m]	**w** [kN/m/m]
1	la route	1,1E9	9E5	25,00

VI.2.4 *Génération du Maillage* :

L'utilisateur de « PLAXIS » doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds Pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de « PLAXIS » «est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les Déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évoluée par intégration numérique en



utilisant au total trois points de Gauss (point de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, L'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles.

L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétrique où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de (*phi-réduction).* Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour notre cas, il convient d'utiliser des éléments à 6 nœuds.

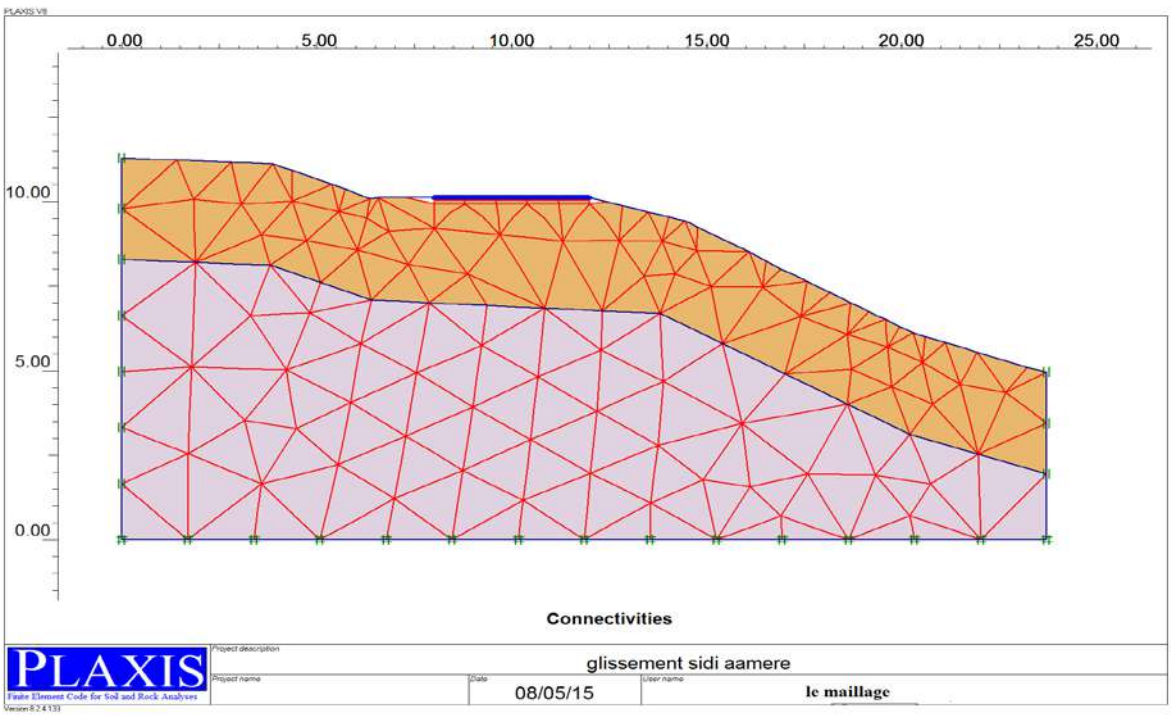


Figure VI. 6: Génération du maillage.

VI.3 *calcul du facteur de sécurité initial :*

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés et les déplacements.

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour notre étude.

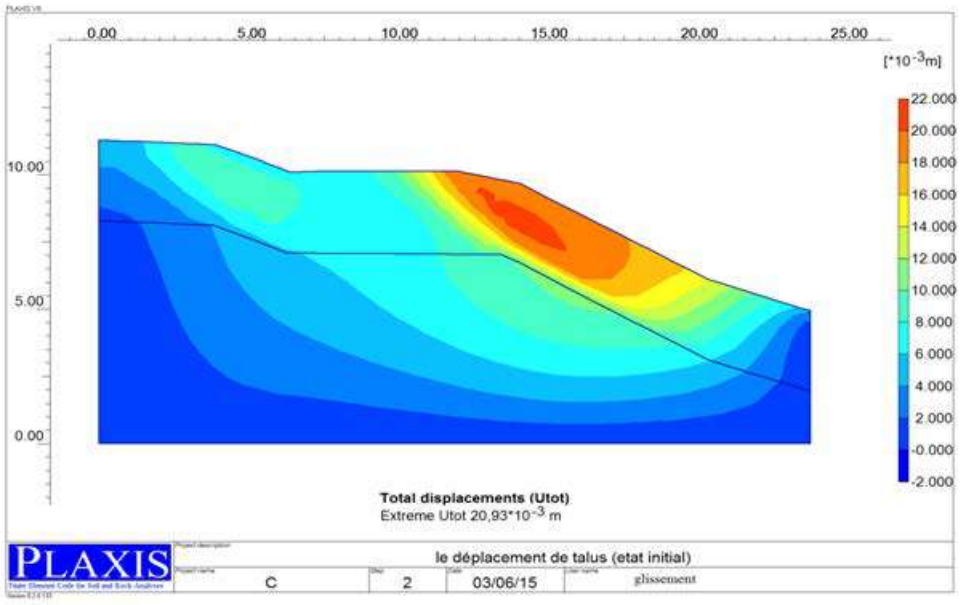


Figure VI. 7: les zones de déplacement.

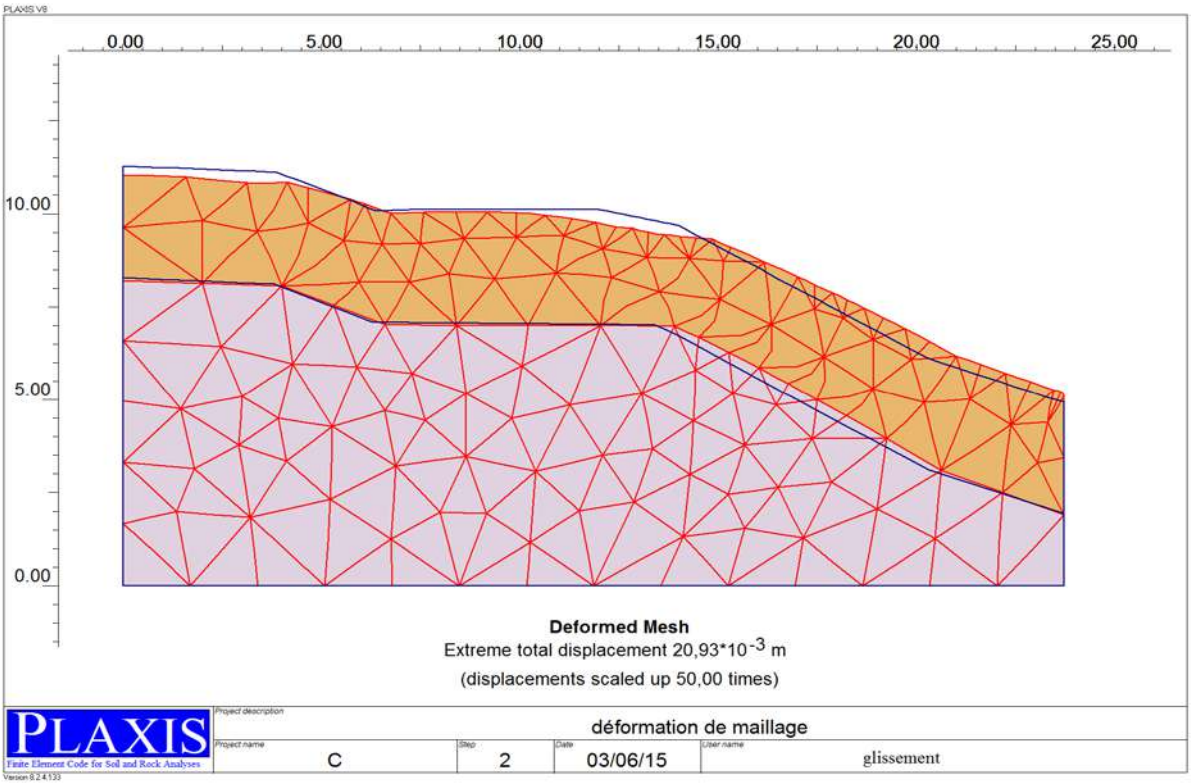


Figure VI. 8: déformation du maillage.

On calcule le factuer de sécurité initiale sans chargement on trouve :

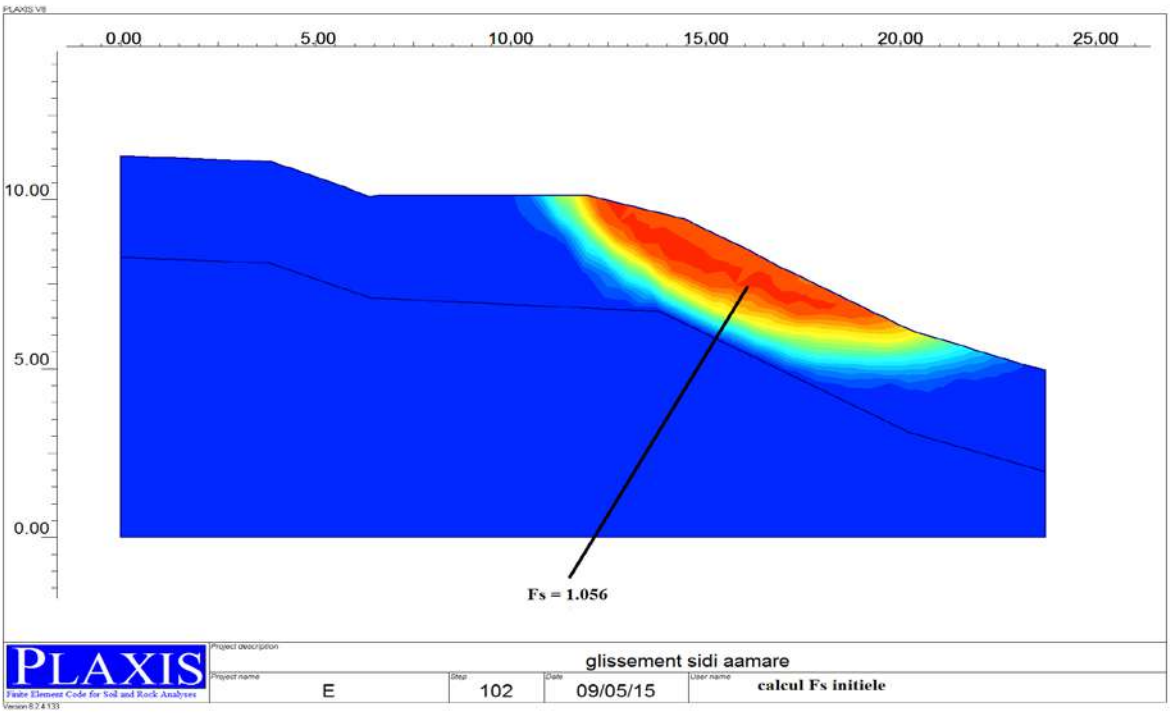


Figure VI. 9: facteur de sécurité initiale.

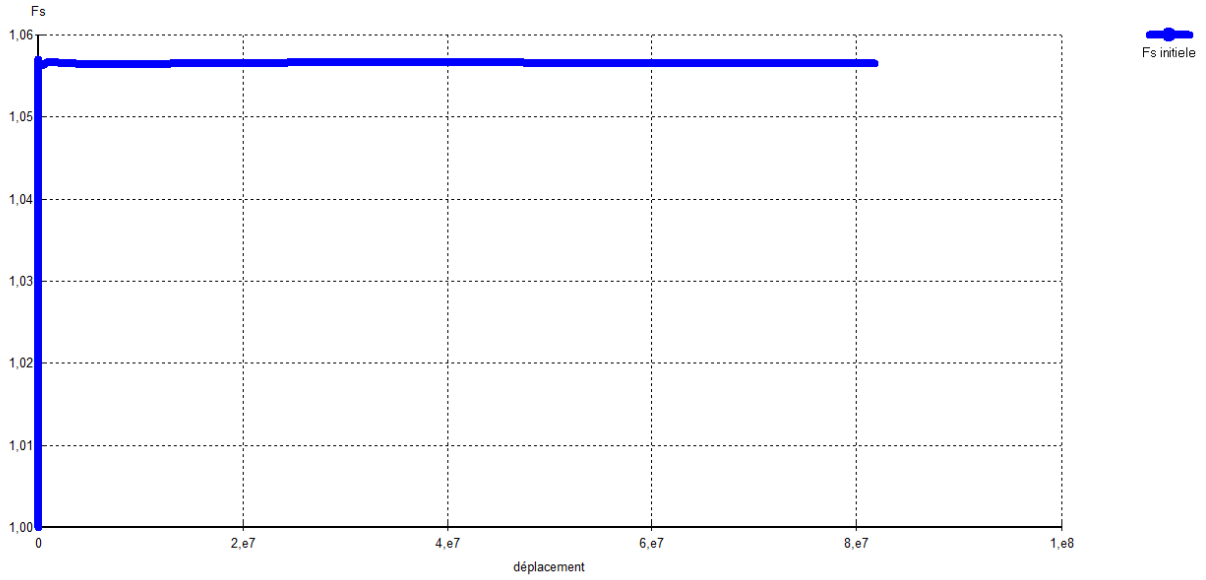


Figure VI. 10: courbe du facteur de sécurité initial.

VI.4 *calcule de « Fs » avec le chargement :*

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi-remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 kN/m^2.

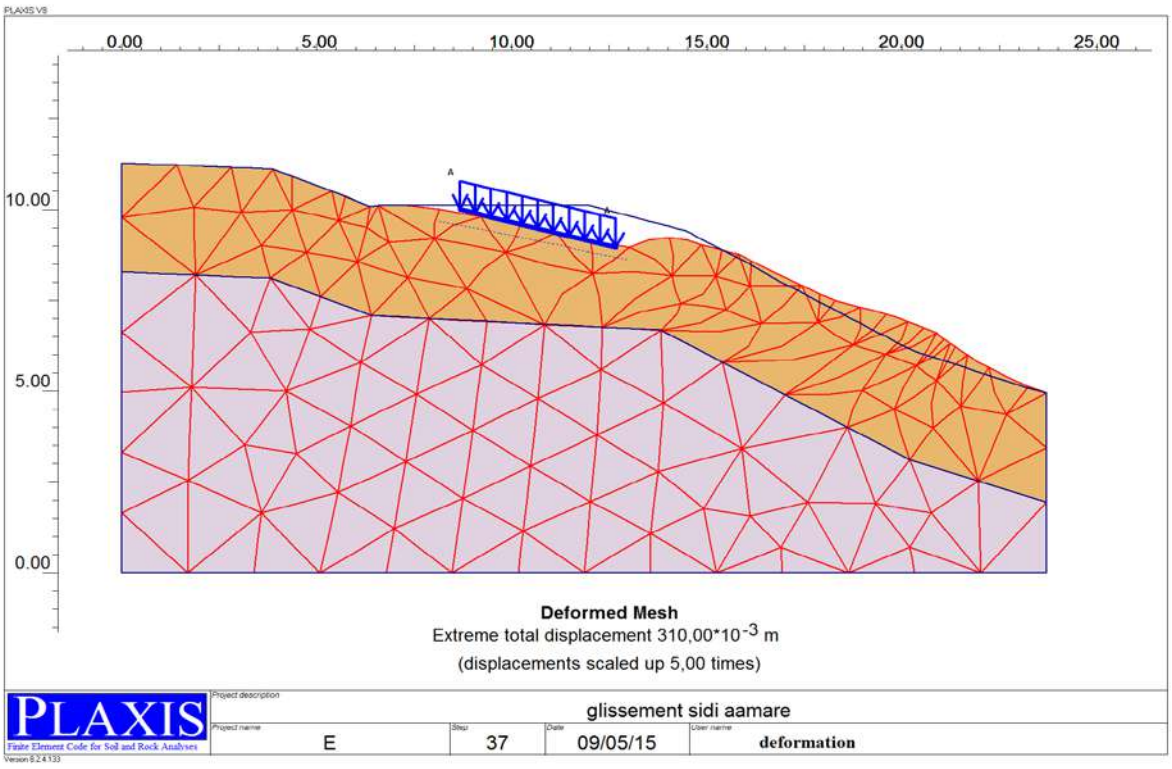


Figure VI. 11: effet de la surcharge sur le maillage.

On à vue qu'à l'état sec et sous l'effet du poids propre seul, le talus est stable.

Après la prise en compte d'une surcharge sur le talus le coefficient de sécurité calculé avec le logiciel « PLAXIS » est égal à **(FS =0.90)**.

Cette valeur est faible par rapport aux valeurs de stabilisation. On conclut que le versant n'est pas stable. La figure (VI .11) représente le maillage déformé du versant sous l'effet d'une surcharge, la figure (VI .12) les déplacements totaux.

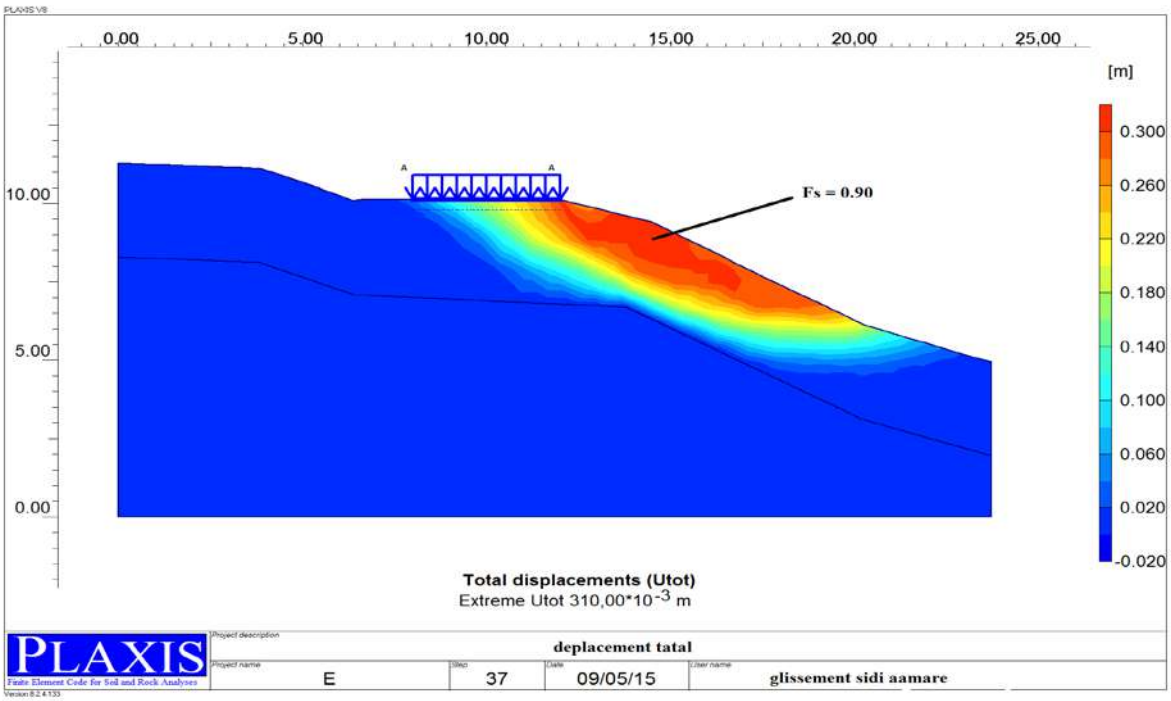


Figure VI. 12: influence de la charge sur le talus.

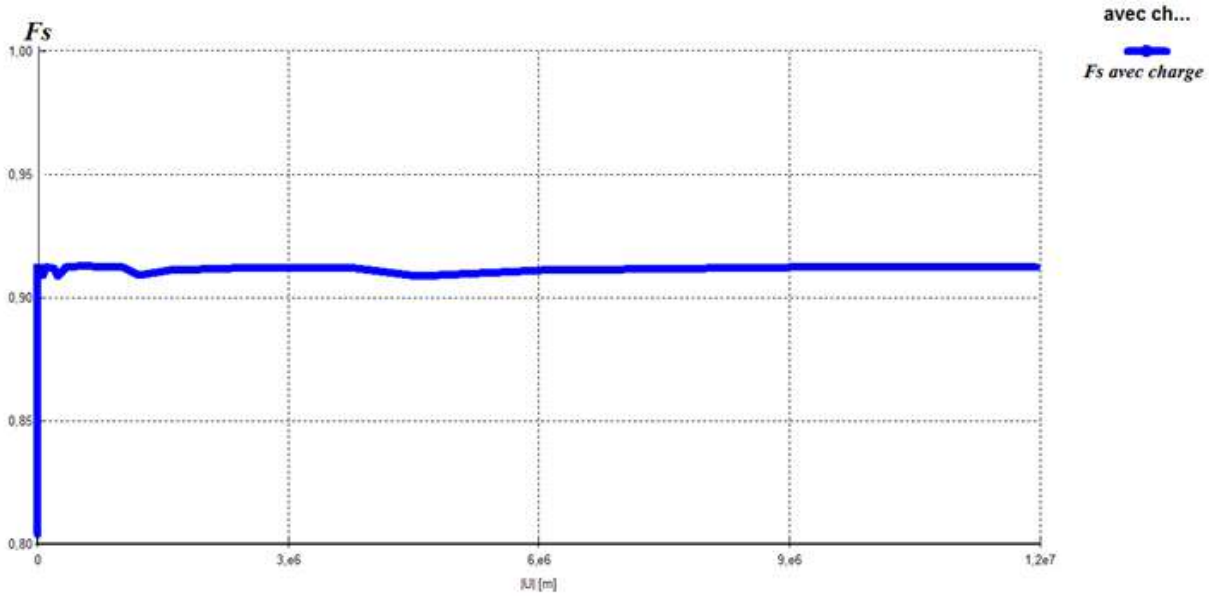


Figure VI. 13: courbe de **Fs** avec le chargement.

Etant donné que le talus devient instable (Fs < 1.30) après la mise en place du chargement, on essayera dans ce qui suit de présenter quelques méthodes de confortement.

VI.5 *les méthodes de confortement* :

On va présenter trois méthodes de confortement différentes pour essayes pour renforcer le talus.

VI.5.1 *1éré méthode : « renforcement avec les nappes de géotexestile » :*

Caractéristiques des géotextiles utilisés :

- Reprise d'effort immédiate sous faible déformation du fait de l'orientation rectiligne des fibres de renfort.
- Excellent comportement en filtration et séparation grâce aux caractéristiques des non-tissés intégrés au composite.
- Faible taux de fluage et module élevé.
- Résistance a la traction monodirectionnelle de 20 à 2000kN/m et bi axiale jusqu' à 450kN/m.
- Comportement élevé à l'endommagement lors de la mise en œuvre**.**

VI.5.1.1 *Calcul du facteur de sécurité avec mise en place des géotextiles :*

Pour déterminer la disposition optimale des géotextiles, une analyse paramétrique sera foute :

1) ***Influence de la longueur des géotextiles :***

On fixe les paramètres **EA ; D ; B** ; **n** et on fait varier la longueur L.

Avec **:**

-EA : la rigidité axiale.

-D : espacement entre les nappes de géotexestile.

-n : nombre des nappes géotexestile.

-L : la longueur de géotexestile.

-B : l'espacement entre la première nappe et le corps de chaussée.

Pour chaque longueur on relève la valeur de Fs et les déplacements totaux du talus.

Tableau VI 6 : Les paramètres de 1ére étape.

EA	200KN/ml
D	0,1 m
n	2 nappes
B	0 ,6 m
L	Varie entre 5, 6, 7,8 et 9 m.

- Pour L = 5 m **:**

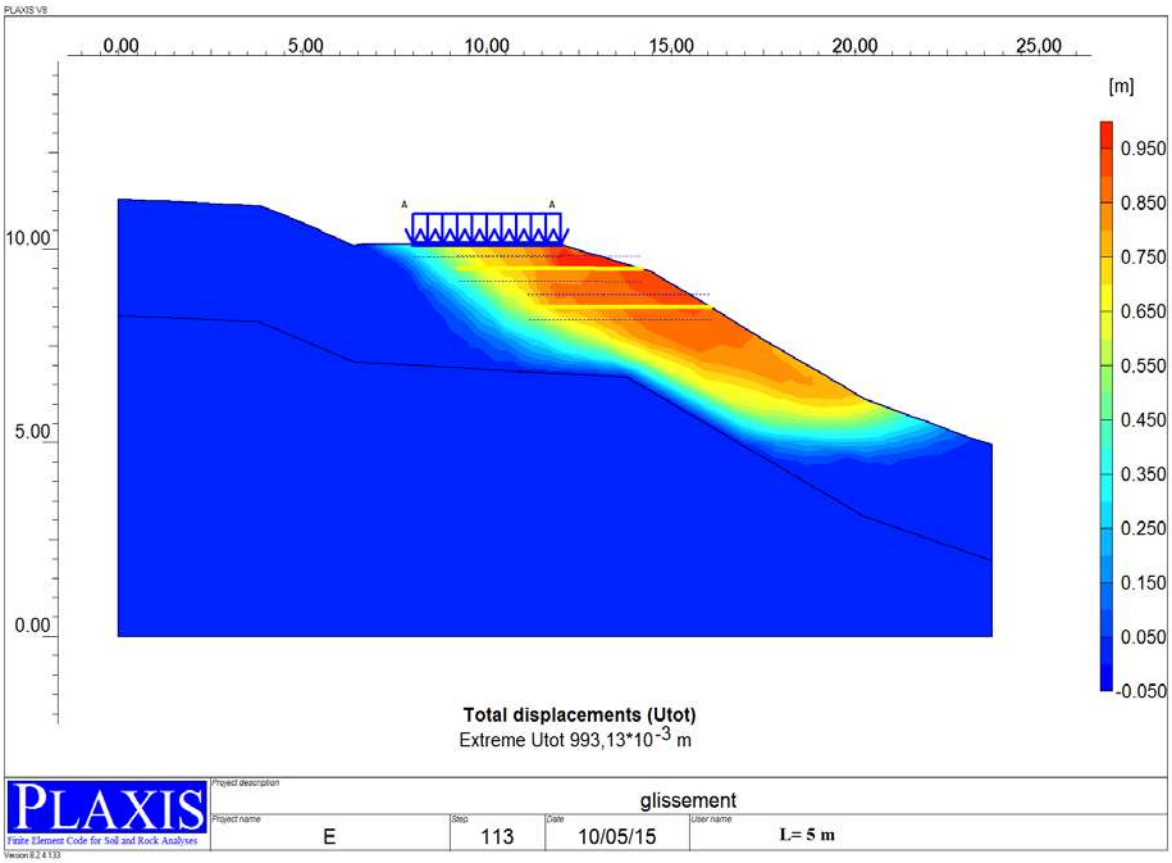


Figure VI. 14: déplacements totaux pour L=5 m.

- Pour L=6 m :

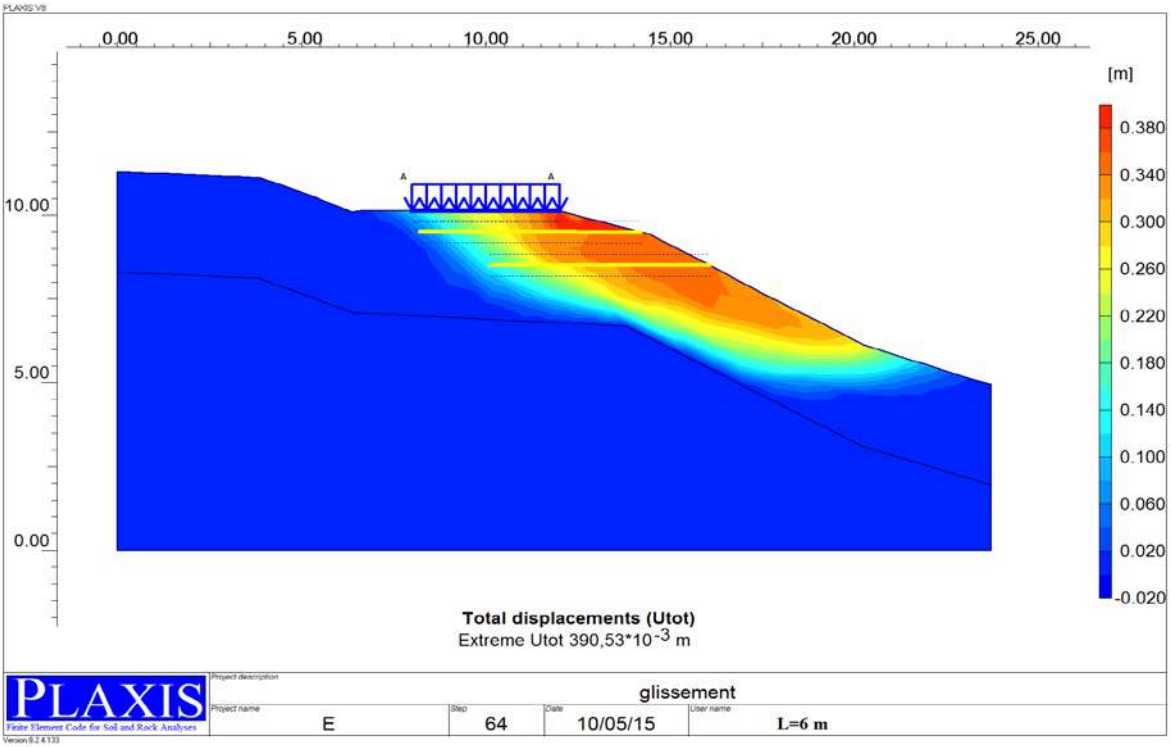


Figure VI. 15: déplacements totaux pour L=6 m.

- Pour L=7m :

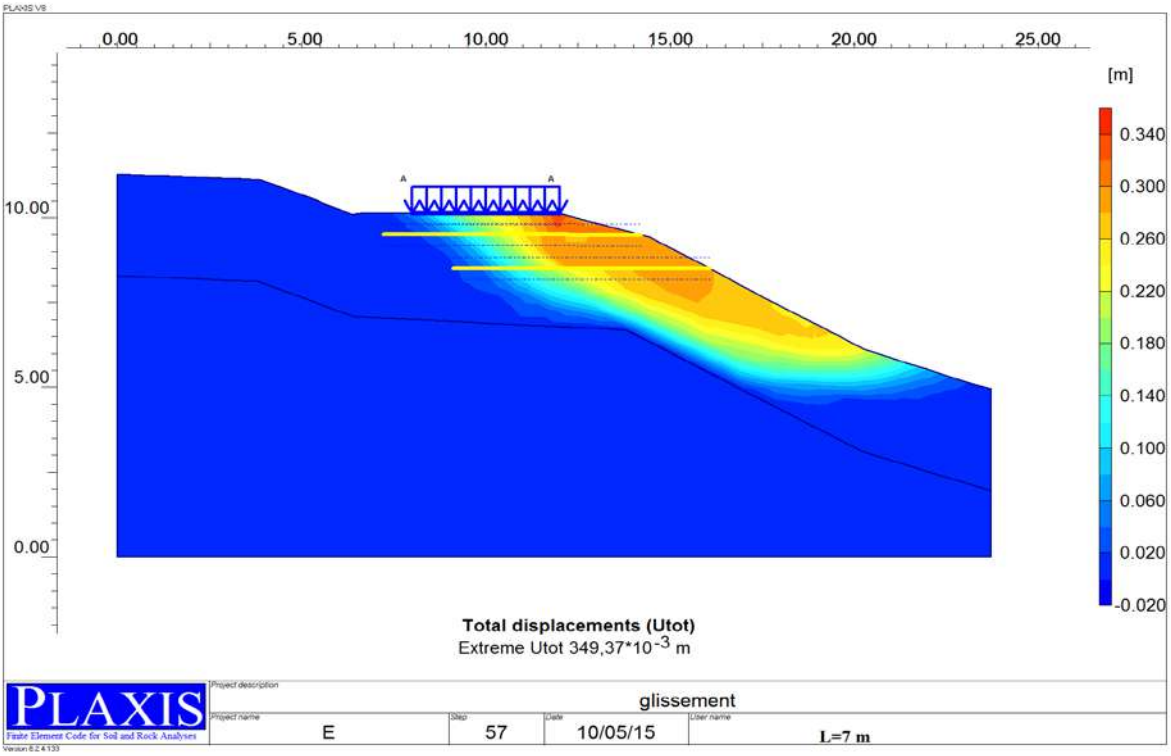


Figure VI. 16: déplacements totaux pour 7 m.

➢ Pour L= 8 m :

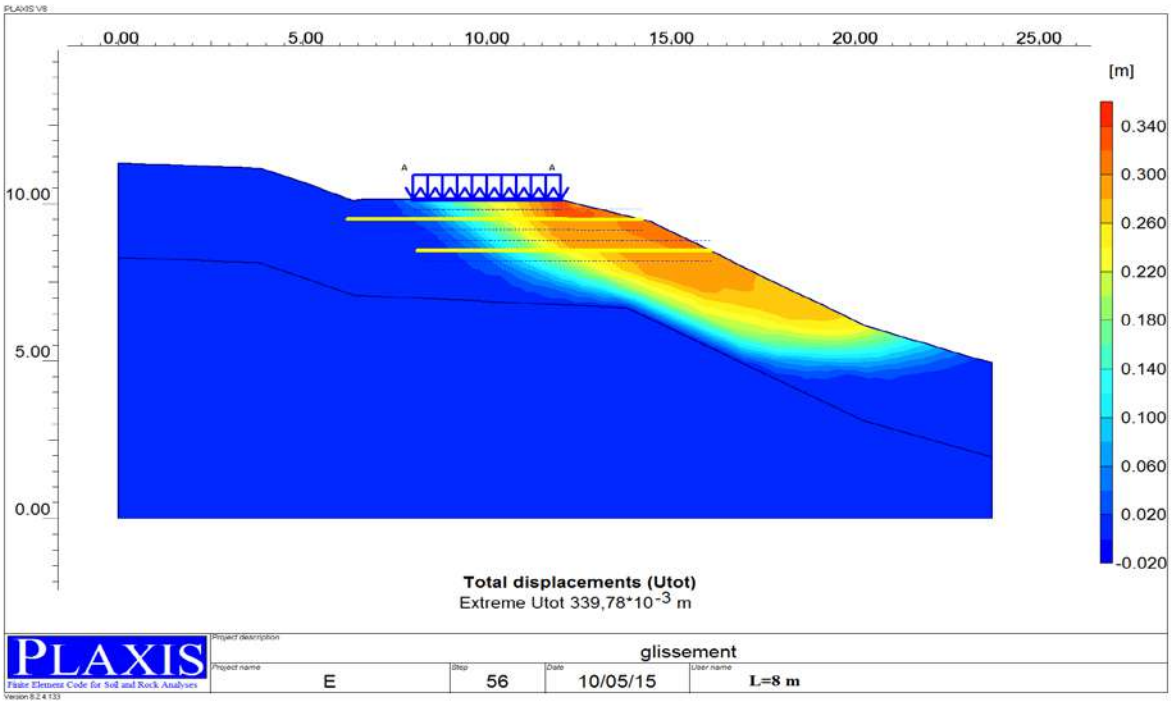


Figure VI. 17: déplacements totaux pour L= 8 m.

➢ Pour L=9 m :

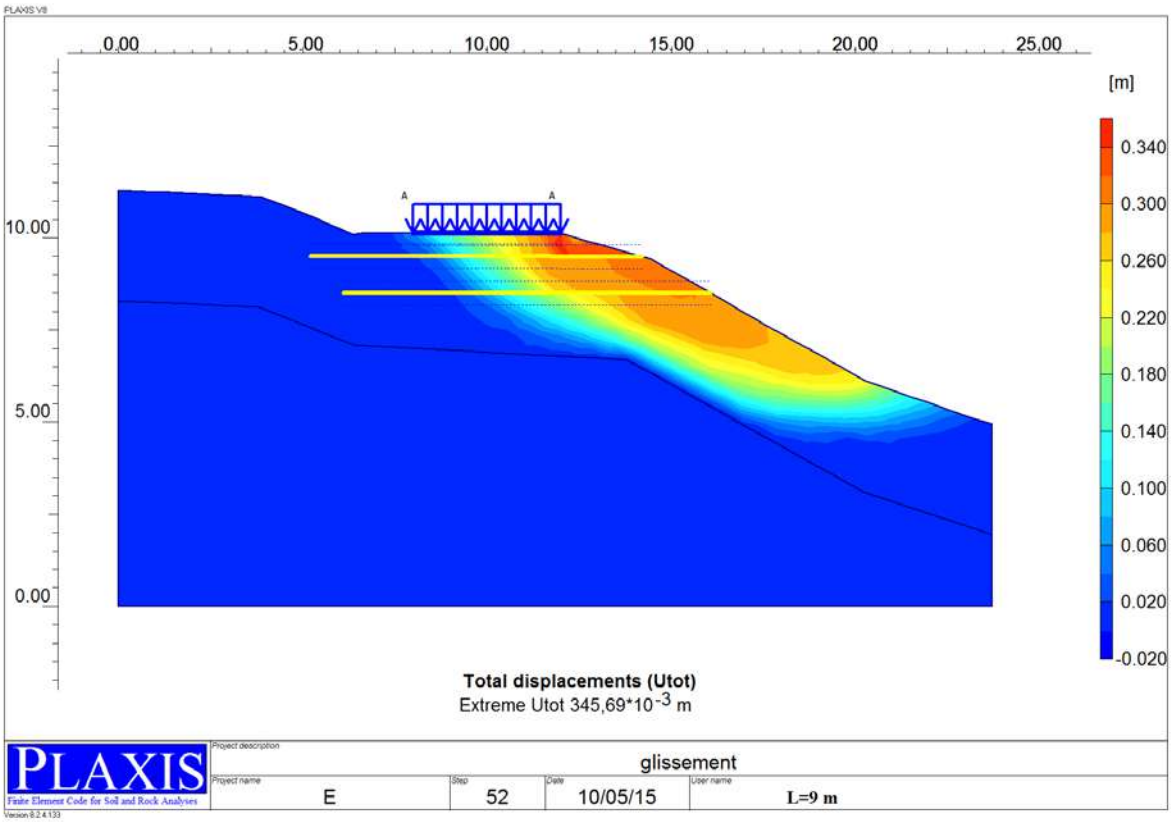


Figure VI. 18: déplacements totaux pour L=9 m.

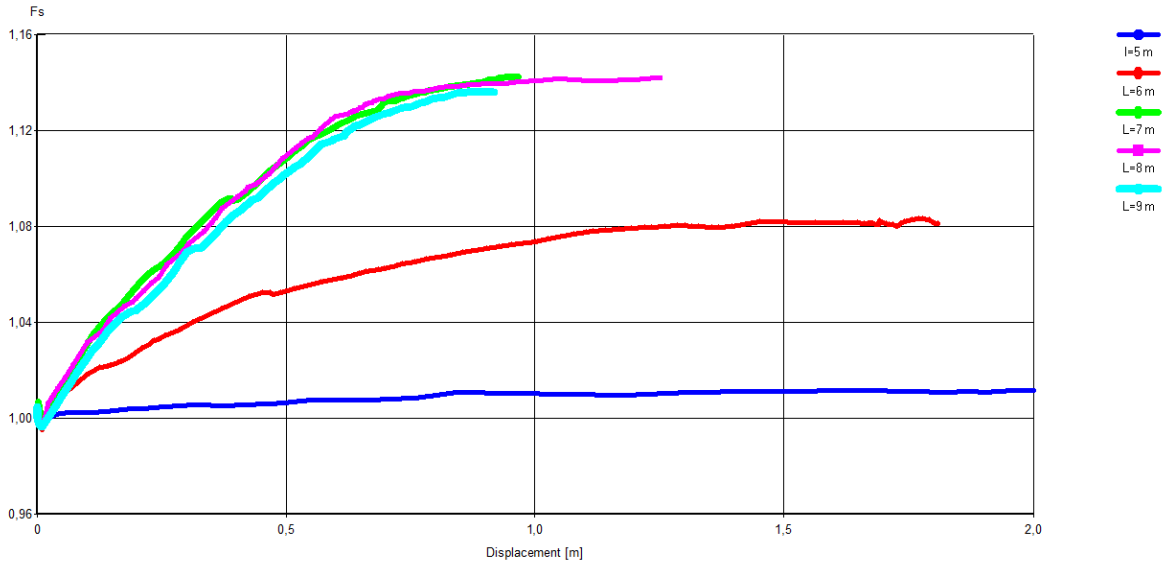


Figure VI. 19: Fs en fonction de la variation de la longueur des nappes.

Tableau VI. 7 : récapitulatif des résultats.

Longueur des nappes	*Déplacement totaux (m)*	Coefficient de sécurité
5 m	**993.13** $\times 10^{-3}$	***1.01***
6 m	**390.53** $\times 10^{-3}$	***1.08***
7 m	**349.37** $\times 10^{-3}$	***1.14***
8 m	**339.78** $\times 10^{-3}$	***1.14***
9 m	**345.69** $\times 10^{-3}$	***1.13***

Conclusion :

On remarque que :

- Le deplacement du talus diminue considérablement avec l'augmentation de la longueur des géotextiles, se stabilise a partir de L=8 m.
- Le coefficient de sécurité augment avec l'augmentation de la longueur des géotextiles pour attendre (Fs **>** 1.30) pour 7 m **<** L**<** 9 m.

D'après les résultats de la figure VI.19 et du tableau, on optera dans la suite pour une longueur de géotextile L =8m.

2) Influence de l'espacement des nappes géotextiles D :

On fixe les paramètres (**EA ; L ; B ; n)** on fait varier l'espacement entre les nappes **D**.

Tableau VI.8: Les paramètres de calcul.

EA	200KN/m^2
L	8 m
B	0.6 m
n	2 nappes
D	Varie entre 0.3**,** 0.5, 0.7 et 1 m.

➢ Pour D = 0.3 m **:**

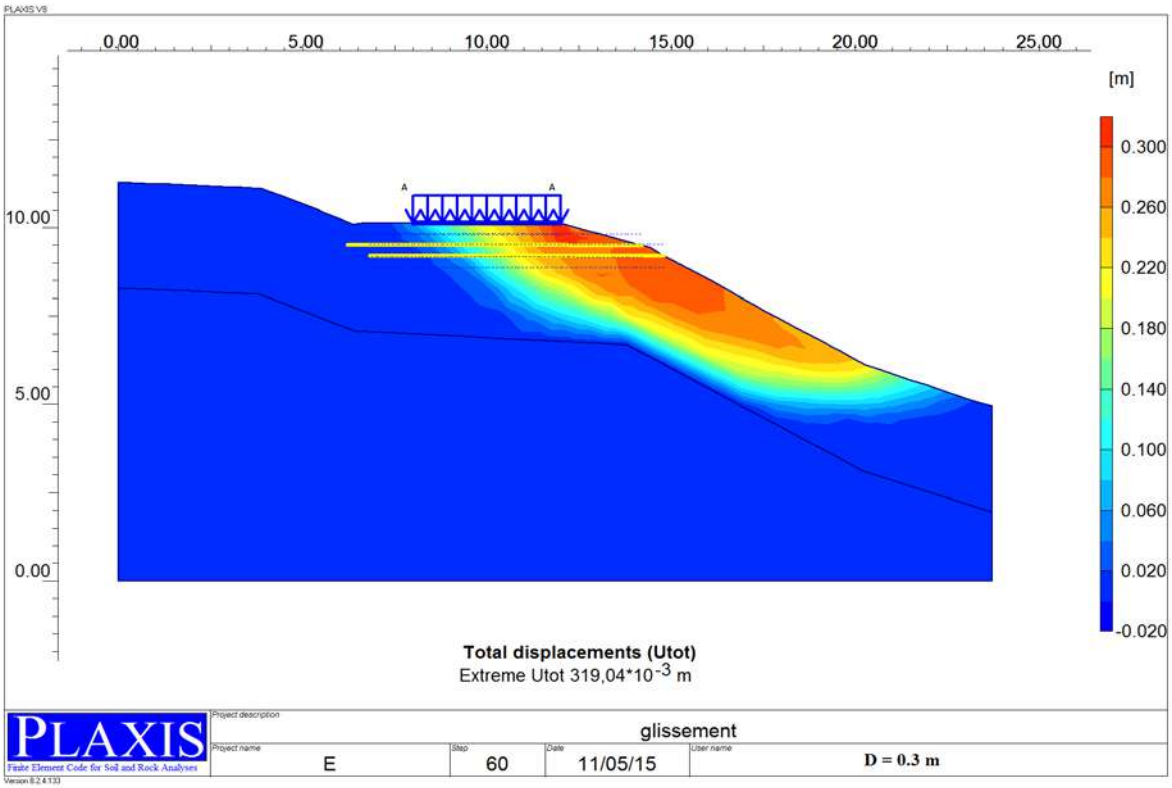


Figure VI. 20: déplacement de talus pour D = 0.3 m.

- Pour D=0,5 m **:**

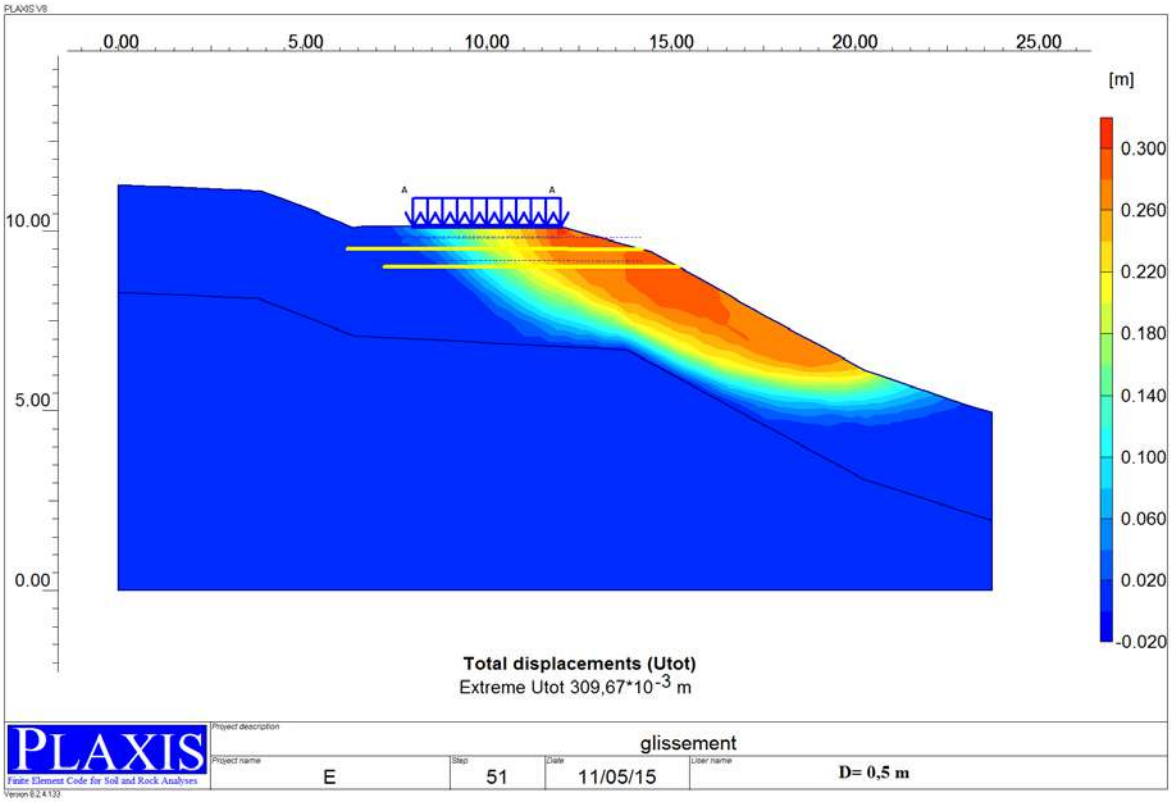


Figure VI. 21: déplacement de talus pour D = 0.5 m.

- Pour D=0,7 m :

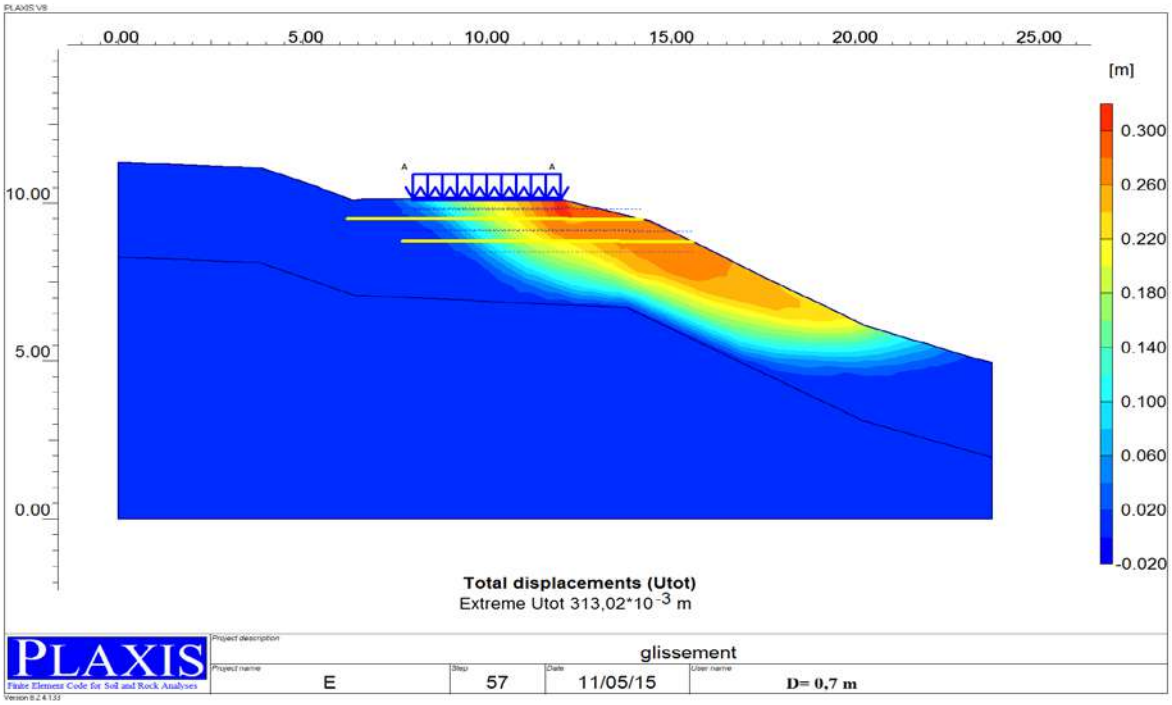


Figure VI. 22: déplacement de talus pour D = 0.7 m.

- Pour D = 1 m **:**

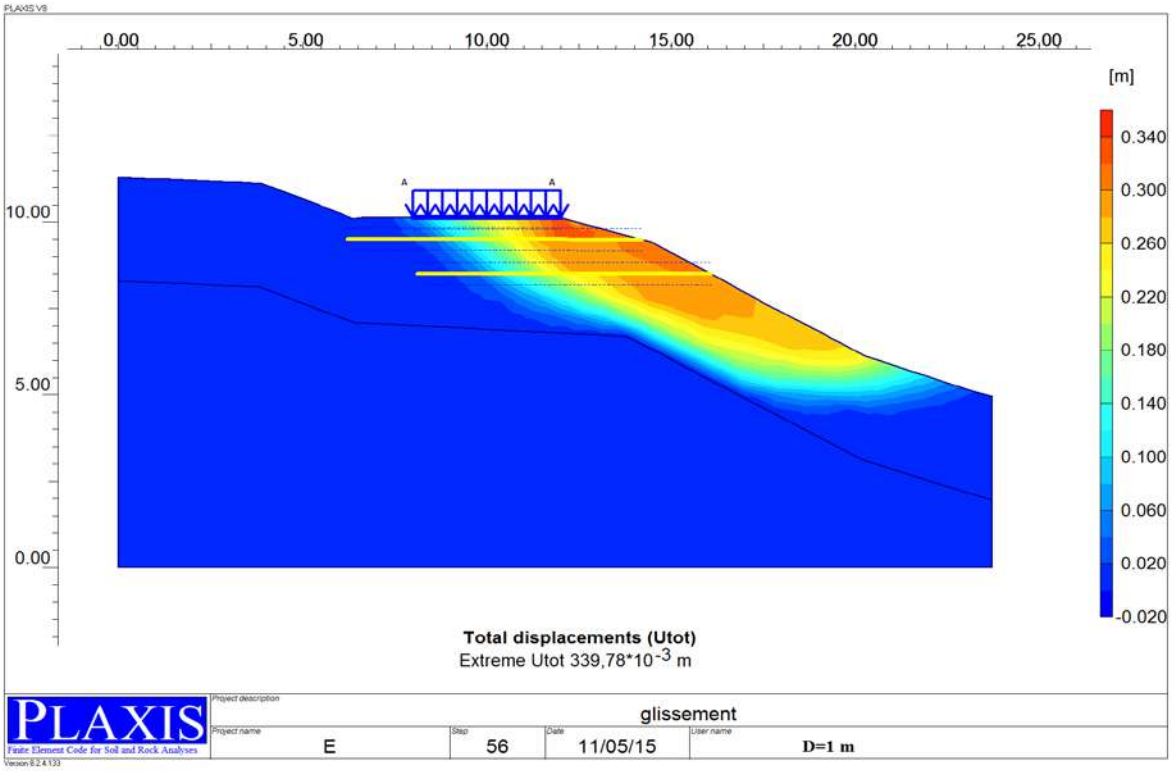


Figure VI. 23: déplacement de talus pour D = 1 m.

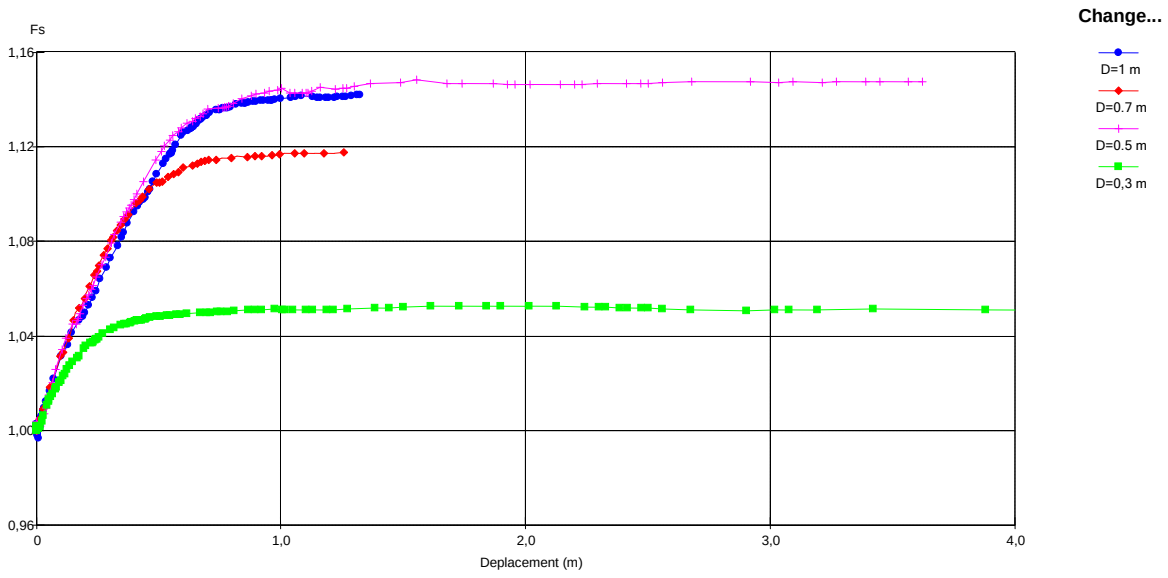


Figure VI. 24: Les courbes de Fs avec de variation de l'espacement entre les nappes.

Tableau VI. 9 : récapitulatif des résultats.

Espacement entre les nappes (m)	Deplacement totaux (m)	Coefficient de sécurité
0.3	$\mathbf{319.04} \times 10^{-3}$	***1.04***
0.5	$\mathbf{309.67} \times 10^{-3}$	***1.14***
0.7	$\mathbf{313.02} \times 10^{-3}$	***1.12***
1	$\mathbf{339.78} \times 10^{-3}$	***1.13***

Conclusion :

L'espacement entre les nappes n'a pas d'influence significative sur les déplacements du talus, mais le coefficient de sécurité atteint sa valeur optimale pour D=0.5 m.

Pour la suite de l'analyse on optera pour un espacement entre les nappes D = 0.5 m.

3) Influence de l'espacement entre la première nappe et le corps de chaussée :

On fixe les paramètres (**EA** ; **n** ; **D** et **L)** et on fait varier le paramètre **B.**

Tableau VI 10: Les paramètres de calcul.

EA	200kN/ml
n	4 nappes
D	0.5m
L	8m
B	0.3, 0.5 et 0.7 m

- Pour B=0.3 m :

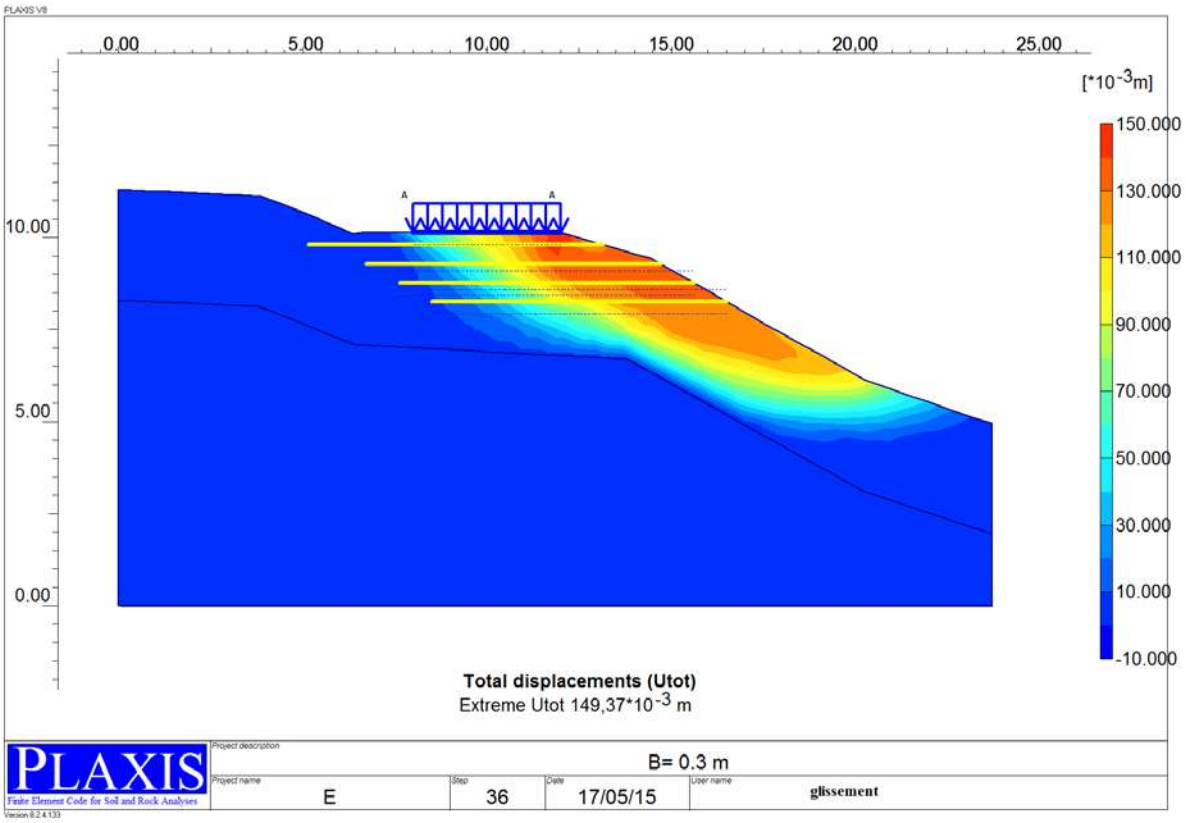


Figure VI. 25: déplacement totaux de talus pour B = 0.3 m.

- Pour B =0.5 m :

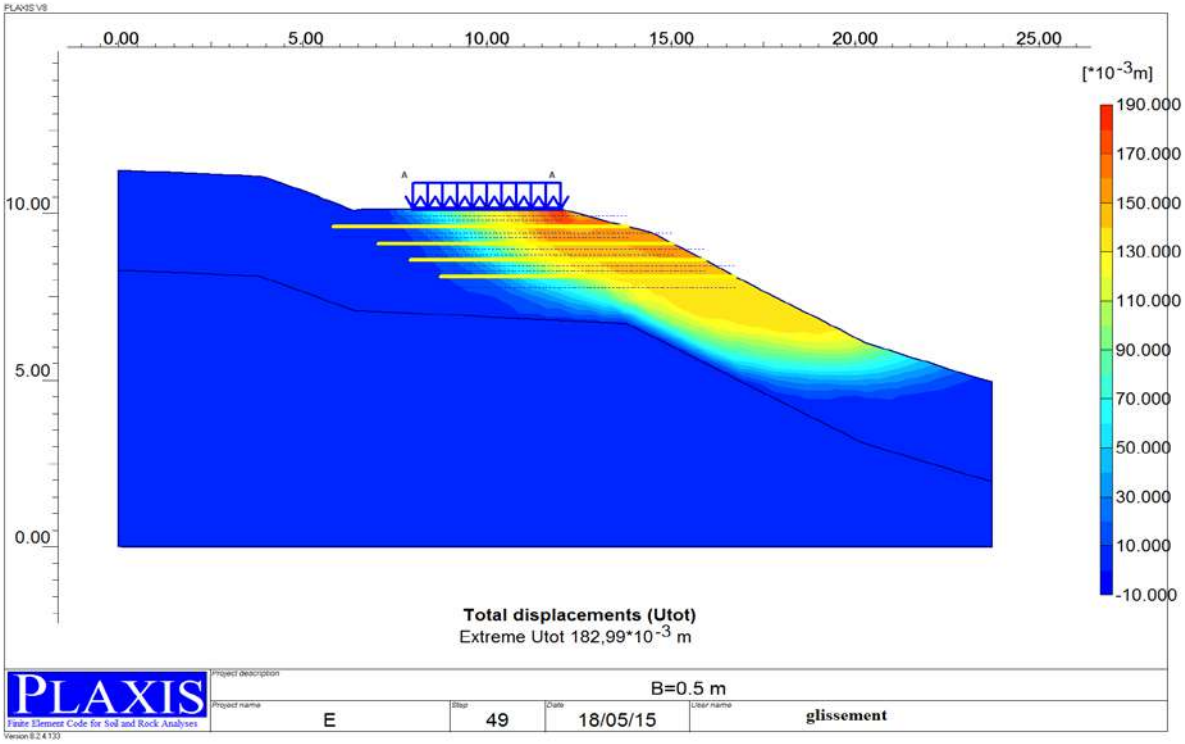


Figure VI. 26: déplacement totaux de talus pour B = 0.5 m.

- Pour B=0.7 m :

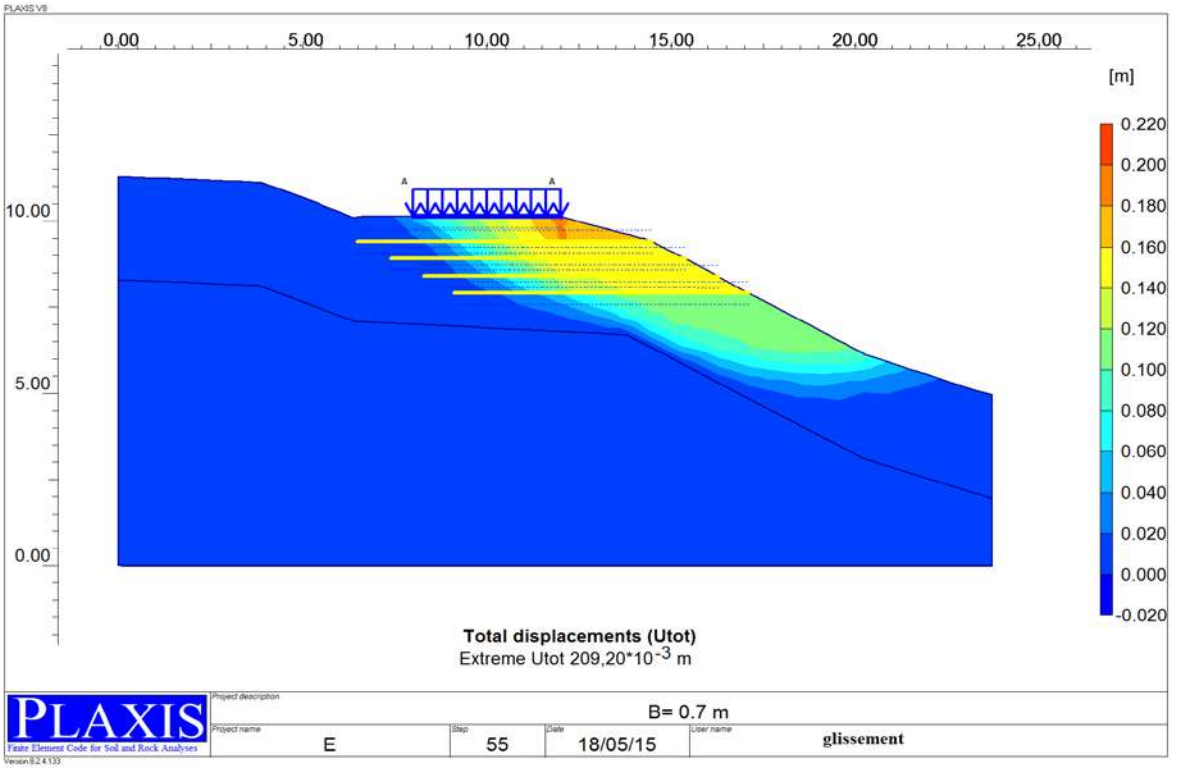


Figure VI. 27: déplacement totaux de talus pour B = 0.7 m.

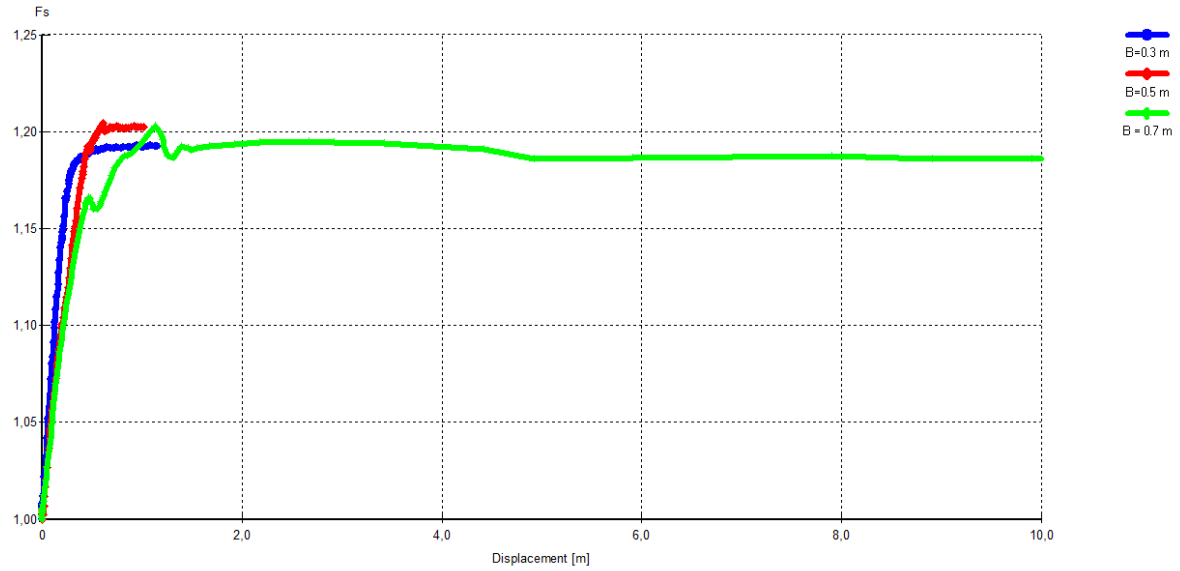


Figure VI. 28: Les courbes de Fs avec la variation de B.

Tableau VI 11 : récapitulatif des résultats.

Espacement entre la première nappe et le corps de chaussée (m)	Déplacement totaux (m)	Coefficient de sécurité
0.3	149.37×10^{-3}	1.18
0.5	183.99×10^{-3}	1.20
0.7	209.20×10^{-3}	1.18

Conclusion :

Les déplacements du talus sont minimaux pour un espacement minimal entre la première nappe de géotextile et le corps de la chaussée.

Par contre, les valeurs du coefficient de sécurité restent sensiblement proches, en conséquence on choisira une valeur de B = 0.5 m.

4) Influence du nombre des nappes de géotextile :

On fixe les paramètres (**EA ; L ; B ; D)** et on fait varier le nombre des nappes de géotexestile.

Tableau VI.12 : Les paramètres calcul.

EA	200 kN/ml
L	8 m
B	0.5 m
D	0.5 m
n	2, 3, 4, 5, 6 nappes

- Pour **n**= 2 nappes **:**

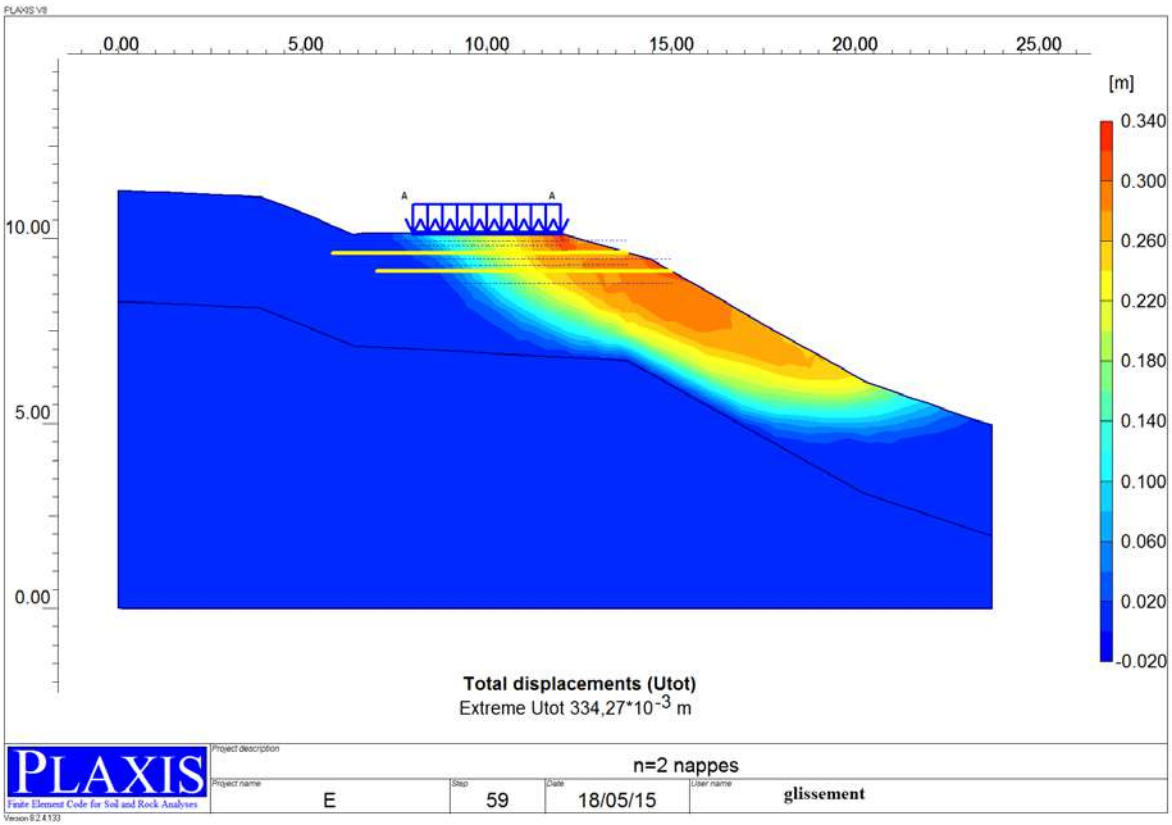


Figure VI. 29: déplacement totaux pour n= 2 nappes.

- Pour **n**=3 nappes **:**

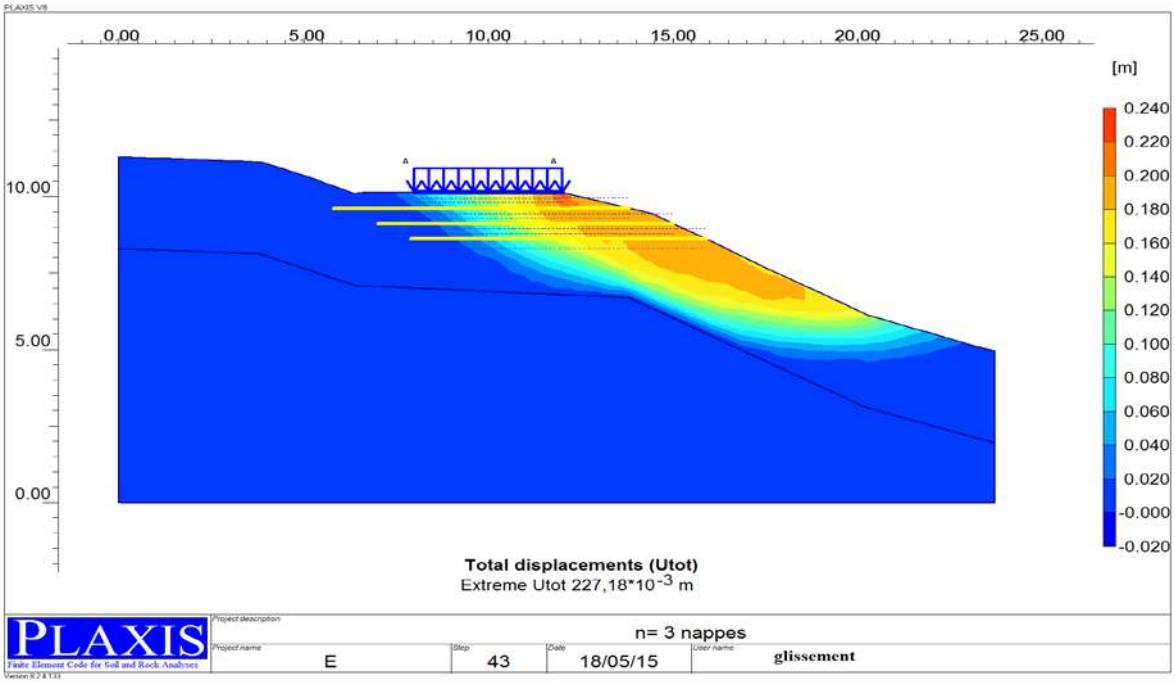


Figure VI. 30: déplacement totaux pour n = 3 nappes

- Pour **n**= 4 nappes **:**

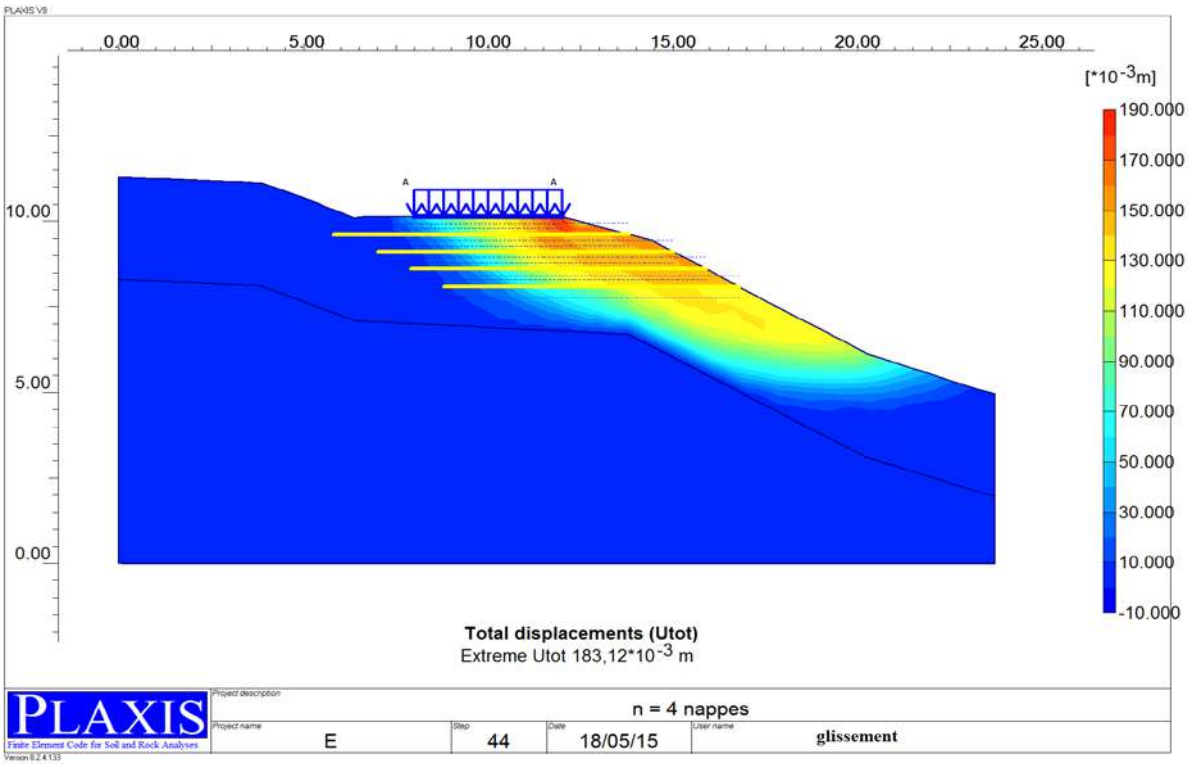


Figure VI. 31 : déplacement totaux de talus pour n= 4 nappes.

- Pour n = 5 nappes :

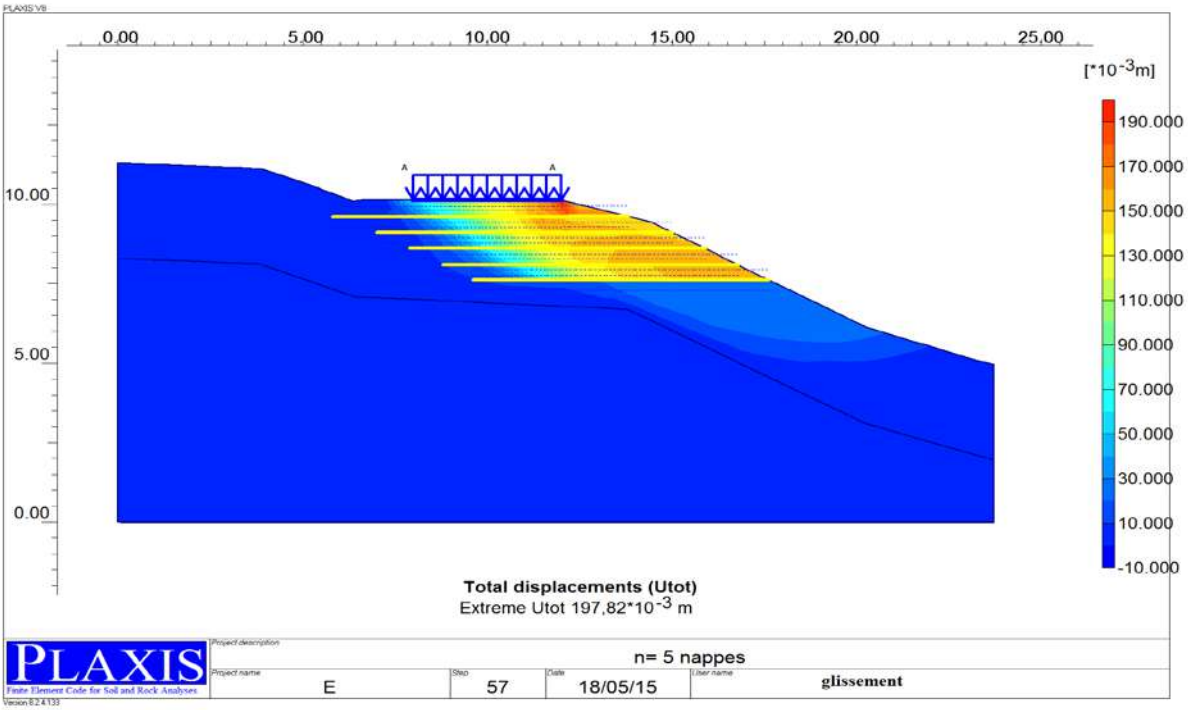


Figure VI. 32 : déplacement totaux de talus pour n= 5 nappes.

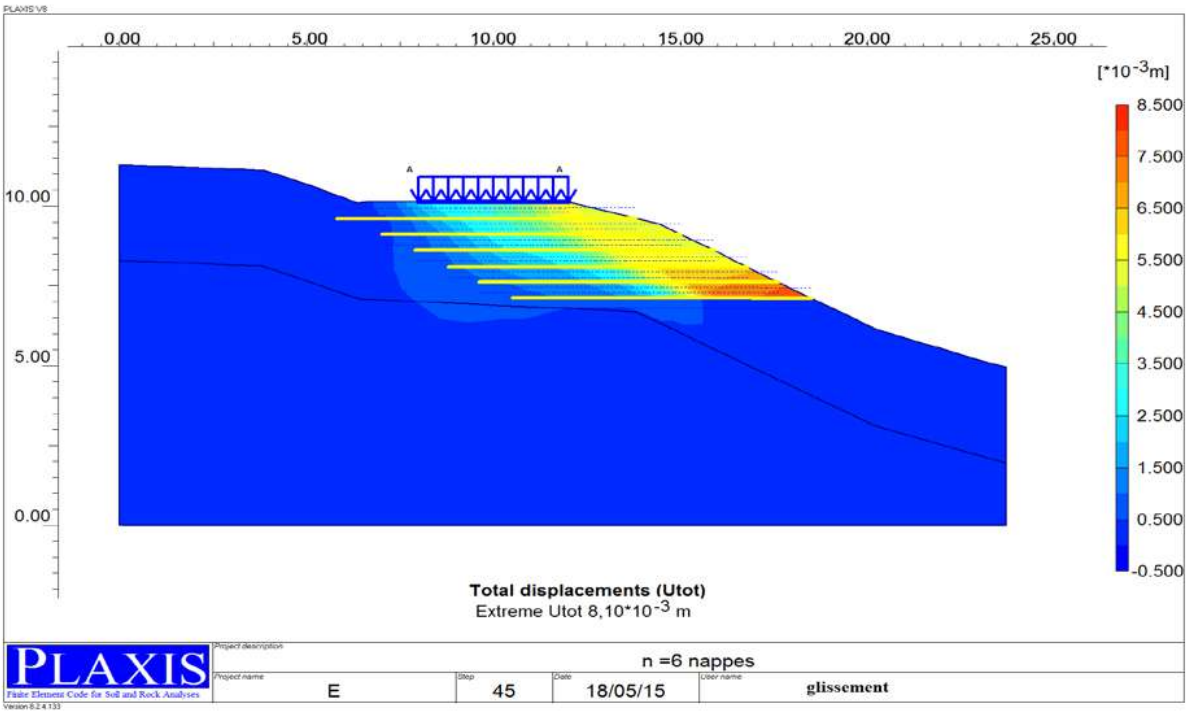


Figure VI. 33 : déplacement totaux de talus pour n= 6 nappes.

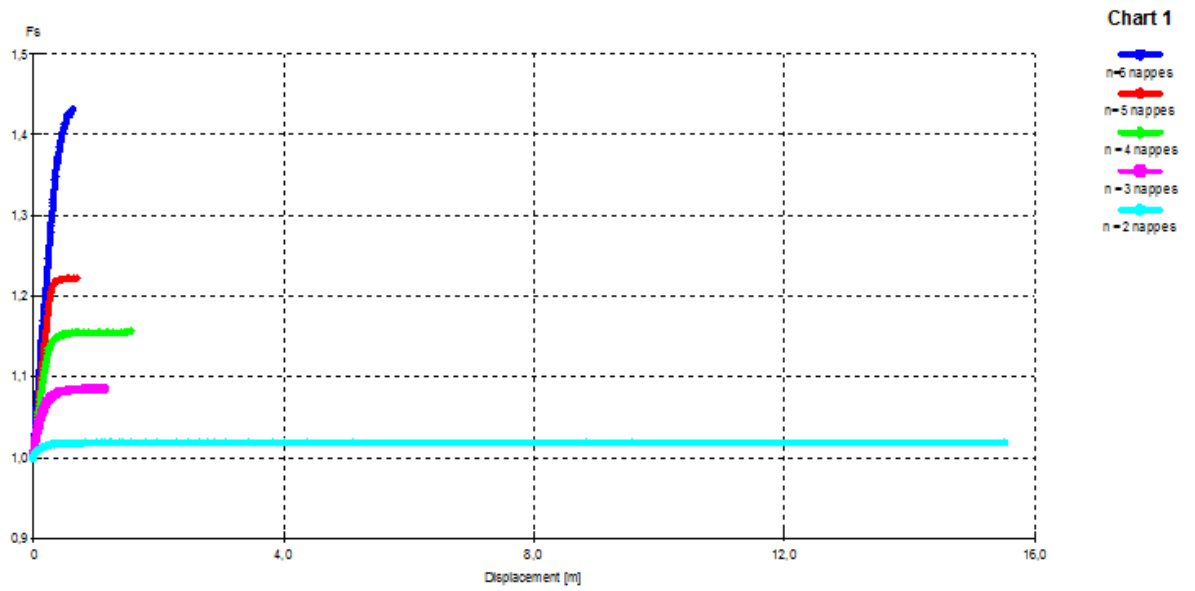


Figure VI. 34: variation de Fs en fonction du nombre de nappes.

Tableau VI. 13 : récapitulatif des résultats.

Nombre de nappes	Déplacement totaux du talus	Coefficient de sécurité
2	334.27×10^{-3}	1.01
3	227.18×10^{-3}	1.09
4	183.12×10^{-3}	1.15
5	197.82×10^{-3}	1.21
6	8.10×10^{-3}	1.45

Conclusion :

D'après les résultats des déplacements ainsi que ceux coefficients de sécurité, le talus se stabilise avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextiles.

5) Influence de la variation de la rigidité axiale :

On fixe les paramètres **L, B**, **D**, **n** et on fait varier le paramètre **EA**.

Tableau VI. 14 : Les paramètres de 5éme étape

L	8 m
B	0.5 m
D	0.5 m
n	6 nappes
EA	(200, 300, 400) kN/ml

- Pour EA=200KN/ml :

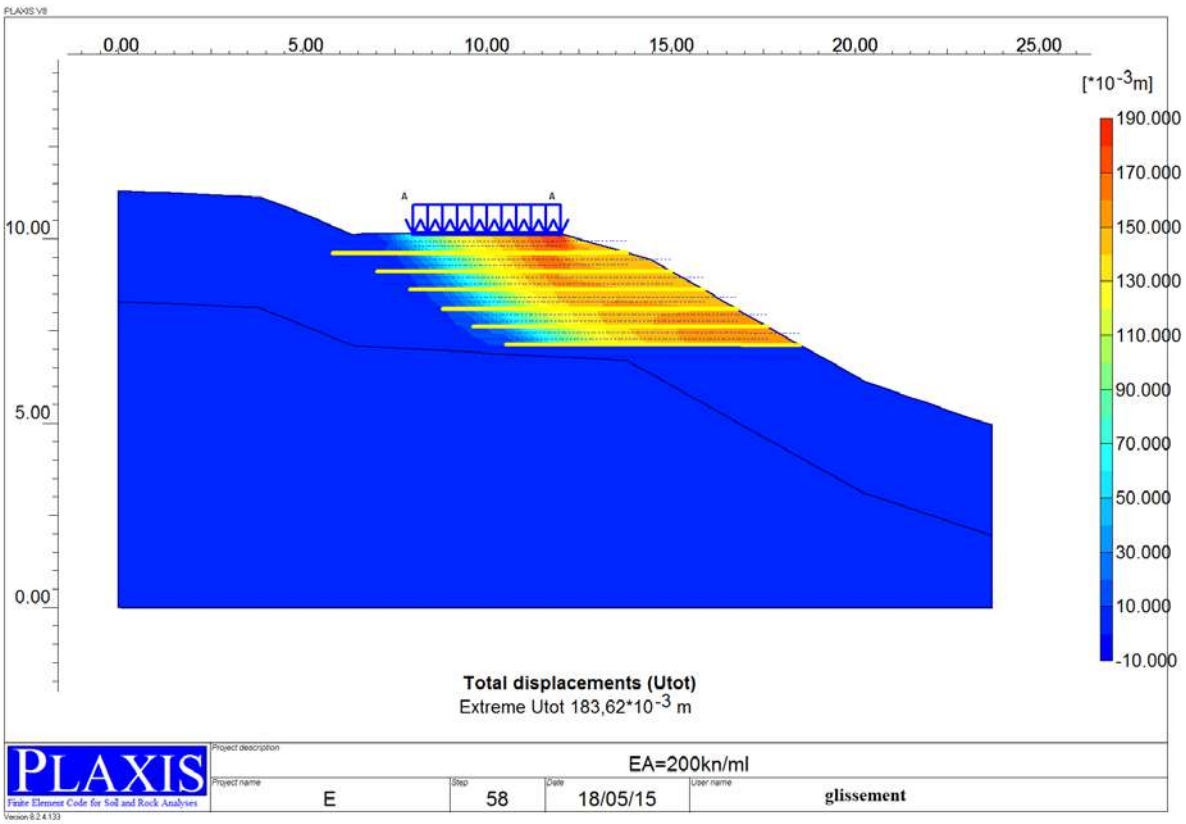


Figure VI. 35: Le déplacement totaux pour EA=200kN/ml.

- Pour EA =300kn/ml **:**

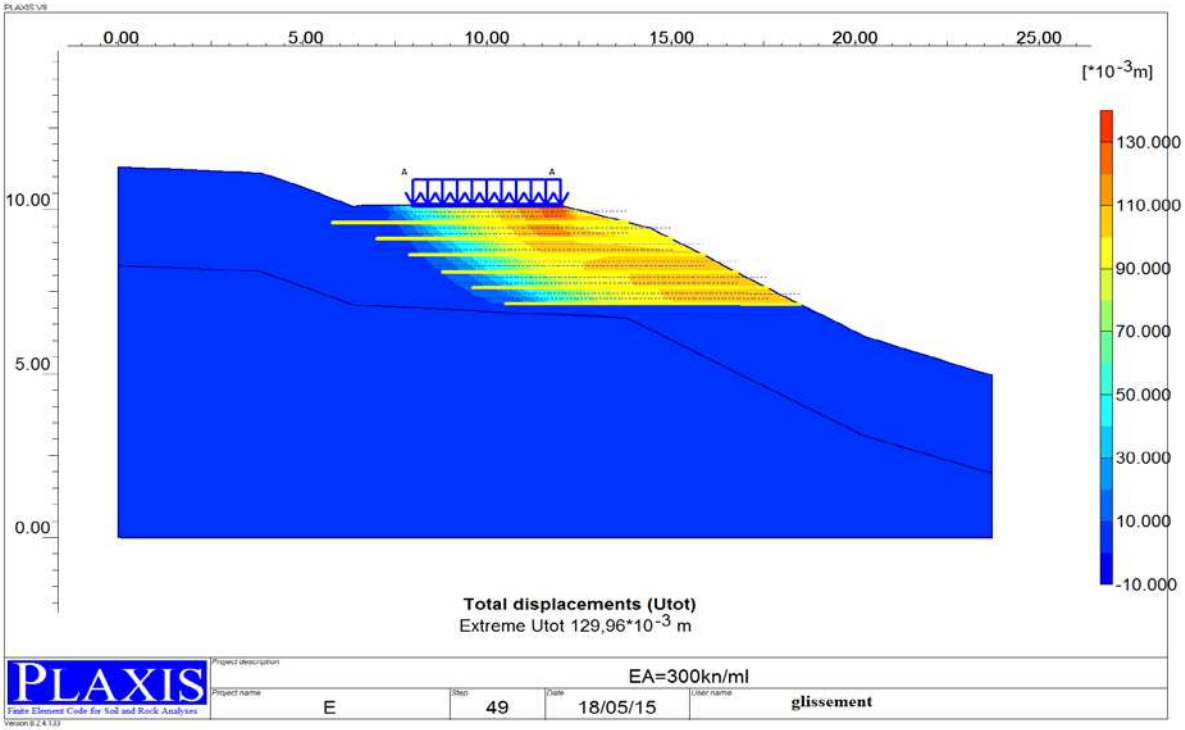


Figure VI. 36: Le déplacement totaux pour EA=300kN/ml .

- Pour EA=400kn/ml :

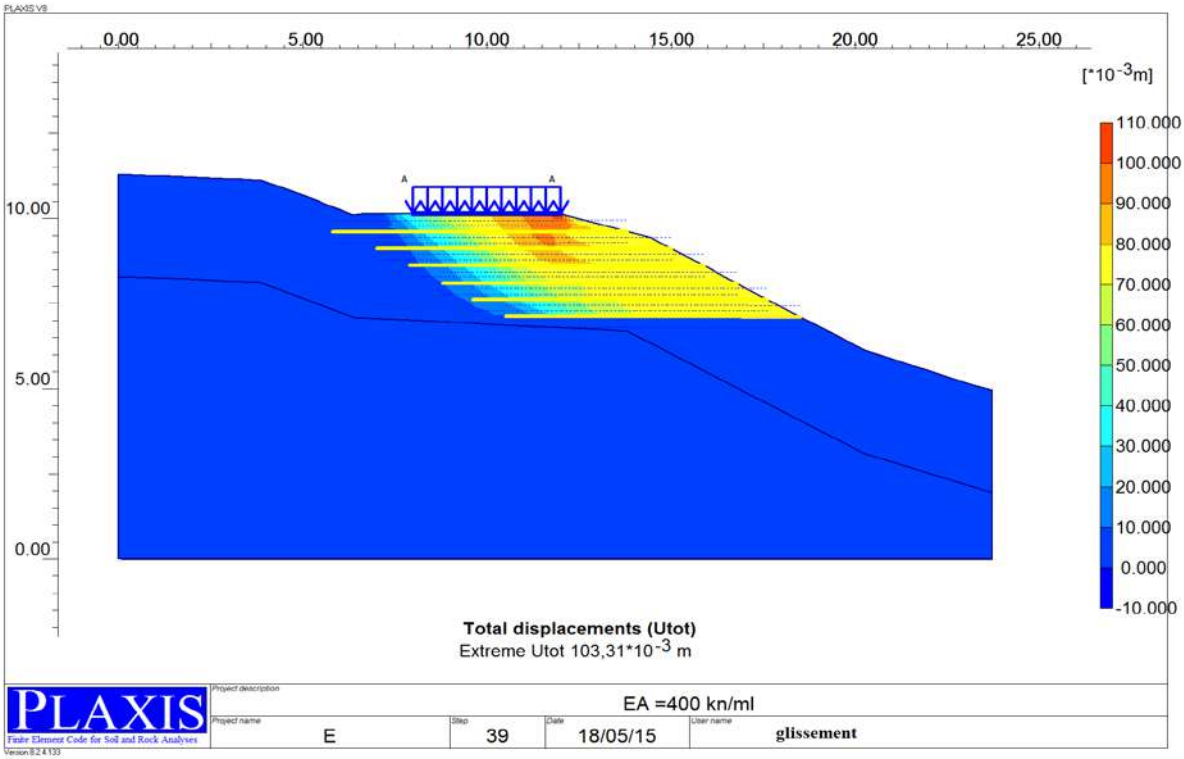


Figure VI. 37: Le déplacement totaux du talus pour EA= 400kN/ml.

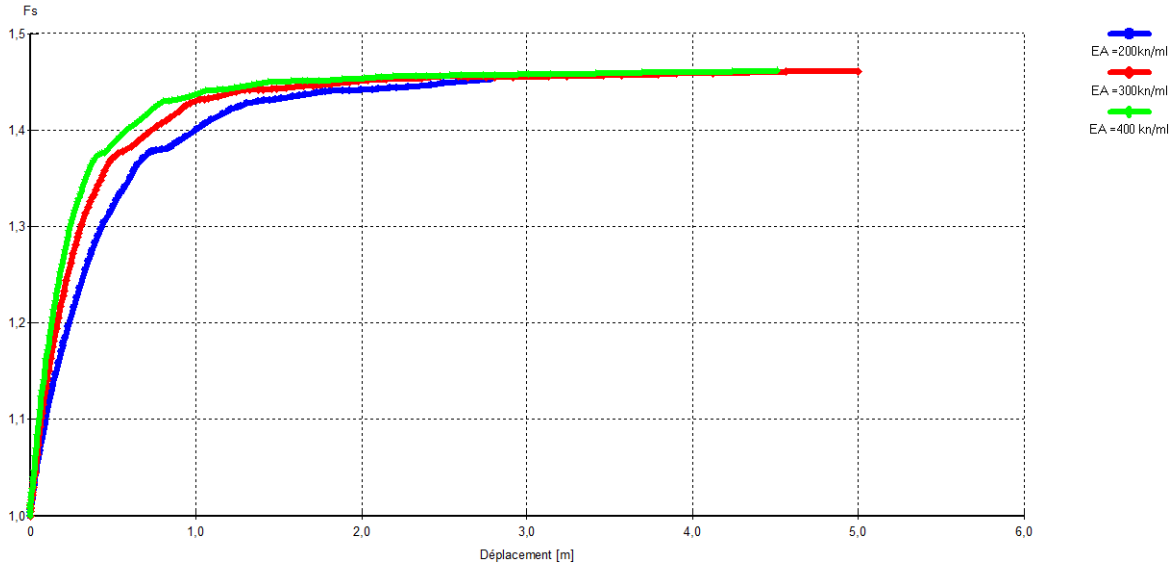


Figure VI. 38: Les courbes Fs en fonction de variation d'EA.

Tableau VI.15 : récapitulatif des résultats.

Rigidité axiale EA (kN/ml)	Déplacement (m)	Coefficient de sécurité
200	183.62×10^{-3}	1.45
300	129.96×10^{-3}	1.45
400	103.31×10^{-3}	1.45

Conclusion :

D'après les figures *(*VI.35, VI.36, VI.37), les déplacements du talus déminent avec l'augmentation de la rigidité axiale.

La valeur d'EA = 400 kN/ml est la plus adaptée à notre cas.

VI.5.1.2 Influence de l'ascension et du rabattement de la nappe phréatique :

Dans le cas de chute des pluies ; la nappe phréatique est en ascension presque à la surface du talus.

Dans ce qui suit, une comparaison du facteur de sécurité avant et après rabattement de la nappe phréatique sera foute.

1) Nappe phréatique en surface du talus :

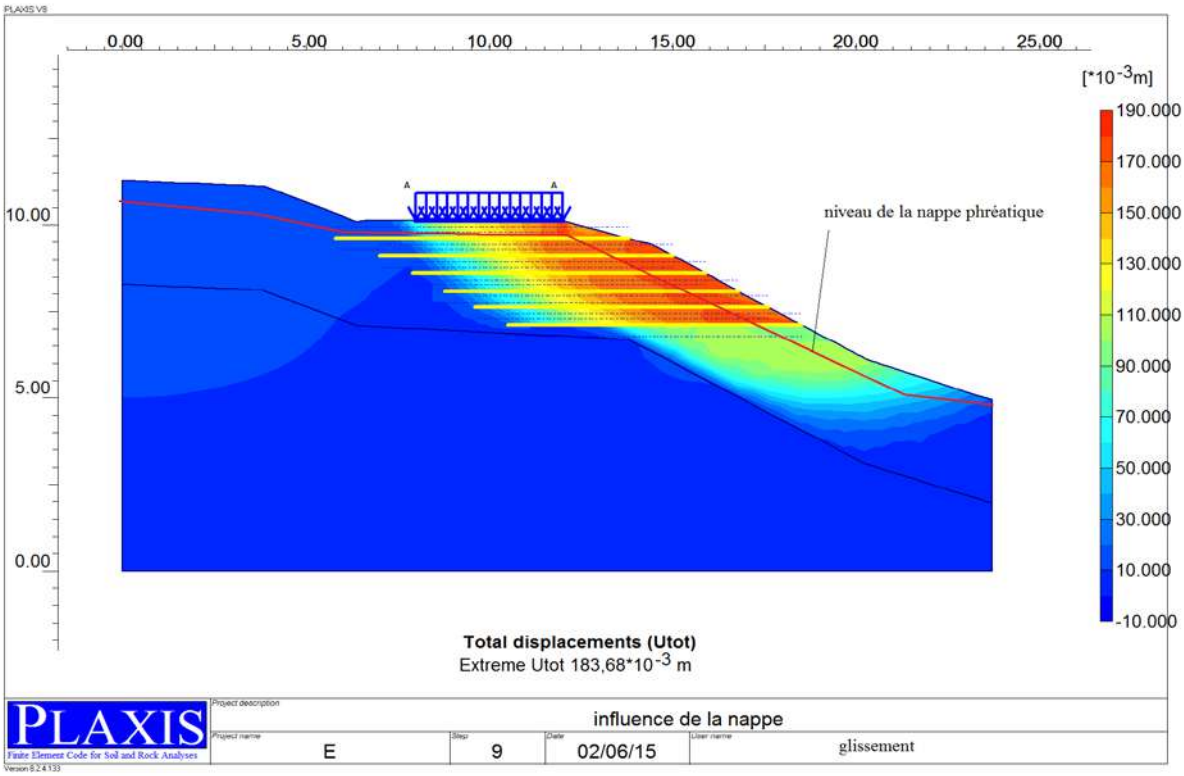


Figure VI. 39: Effet de la nappe phréatique sur le talus.

2) ***Influence de la nappe phréatique sur le facteur de sécurité :***

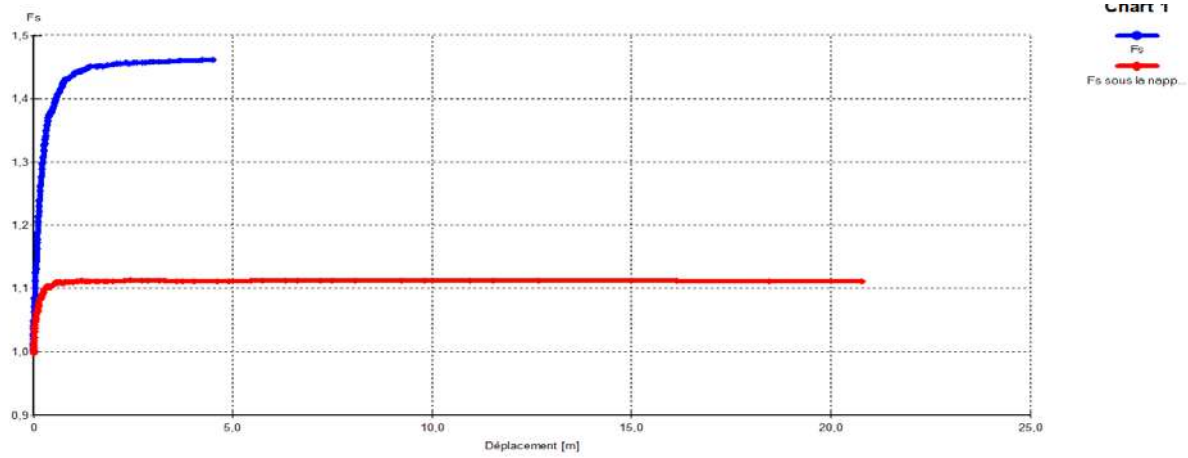


Figure VI. 40: Comparaison entre « Fs » final et « Fs » sous la nappe phréatique.

3) Influence du rabattement de la nappe phréatique :

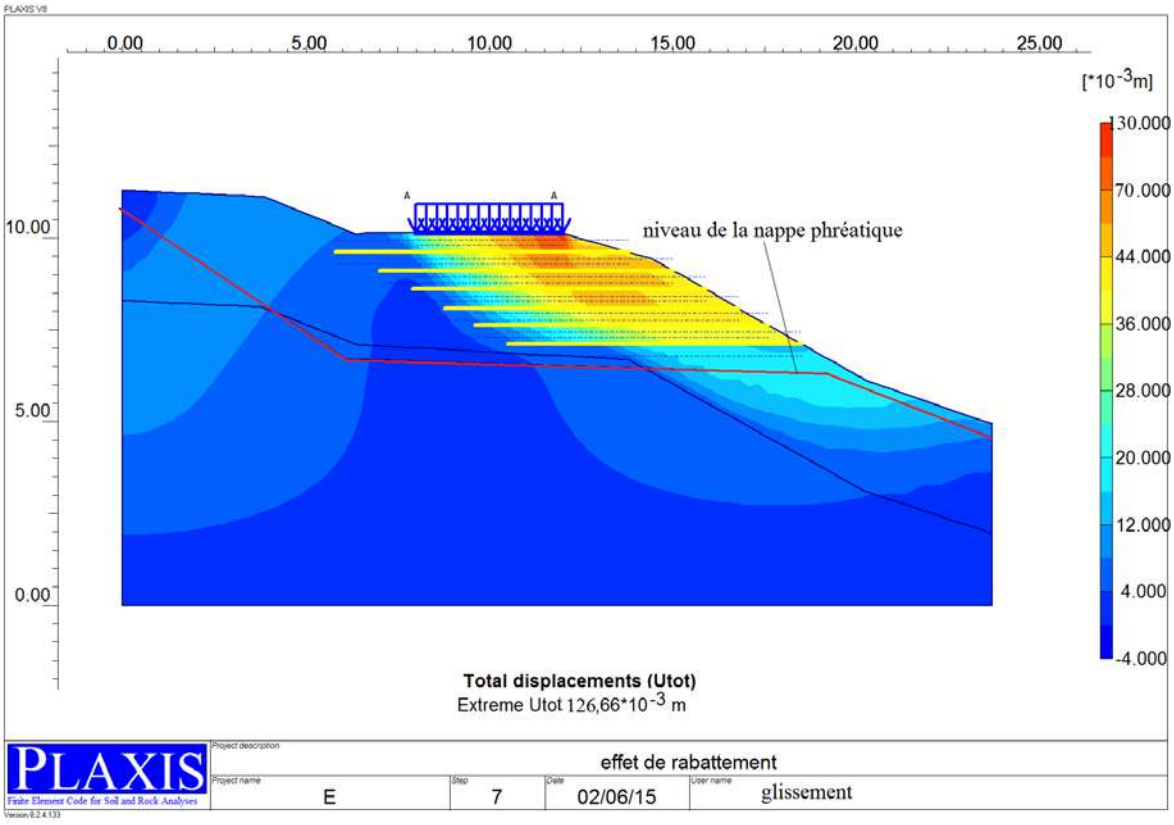


Figure VI. 41: Influence de rabattement de la nappe sur le talus.

4) Influence de rabattement de la nappe phréatique sur le facteur de sécurité :

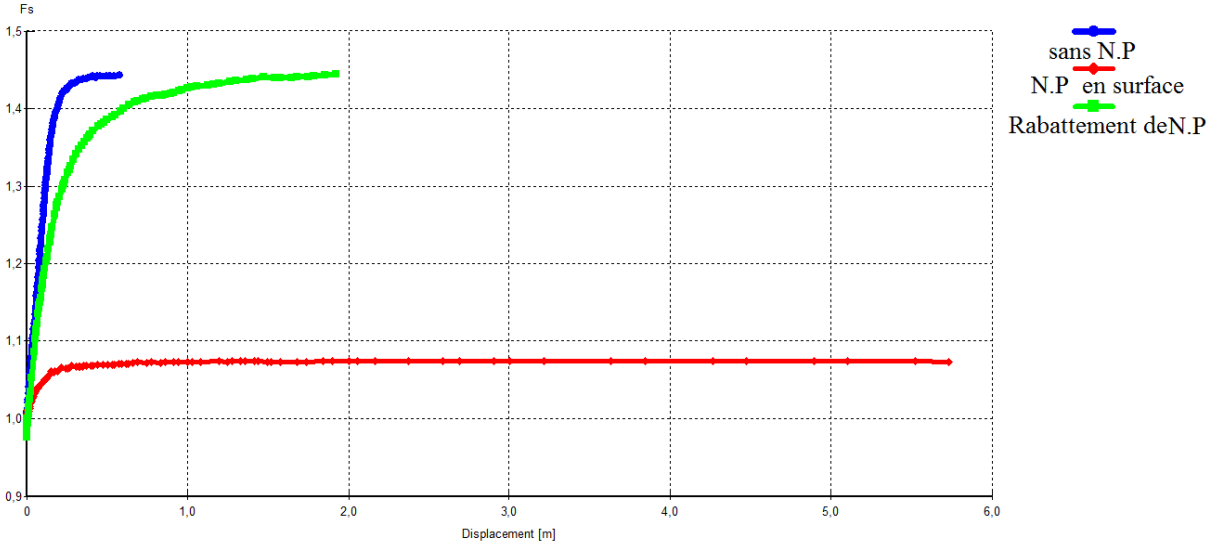


Figure VI. 42: Les courbes de Fs avant et après rabattement de la nappe.

Tableau VI. 16 : récapitulatif des résultats.

	La valeur de « *Fs* »	La valeur de déplacement (m)
état initial (sans chargement)	1.056	15.19×10^{-3}
Talus avec surcharge	0.90	310×10^{-3}
Mise en place le géotexestile	1.45	103.31×10^{-3}
Nappe phréatique en surface du talus	1.11	183.68×10^{-3}
Après le rabattement de la nappe phréatique	1.45	126.66×10^{-3}

Conclusion :

Il est clair d'après les résultats obtenus que la présence de l'eau joue un rôle important dans la stabilité du talus.

Le rabattement de la nappe phréatique augmente considérablement le facteur de sécurité.

VI.5.2 Deuxième méthode : « Renforcement de talus avec mur de soutènement en gabions » :

VI.5.2.1 *calcul du facteur de sécurité avec mise en place des gabions :*

VI.5.2.1.1 *Caractéristiques techniques des gabions électro-soudés pré-montés et panneaux :*

- ***Traitement contre la corrosion :***

- Alliage métallique zinc 95% + aluminium 5% - avec un minimum de 350 g / m.
- Garantie de 60 ans contre la corrosion en milieu non corrosif tempéré. Revêtement métallique allié Zinc.
- Possibilité de revêtement PVC avec épaisseur nominale de 0.25 mm.(RAL gris 7037 / vert 6005).

- ***Résistance mécanique des fils :***

- Fil de 3 mm, résistance à la traction 700-800 N/mm²
- Fil de 4.55 mm, résistance à la traction 700-800 N/mm².
- Tolérance sur diamètre du fil ± 0.07 mm.

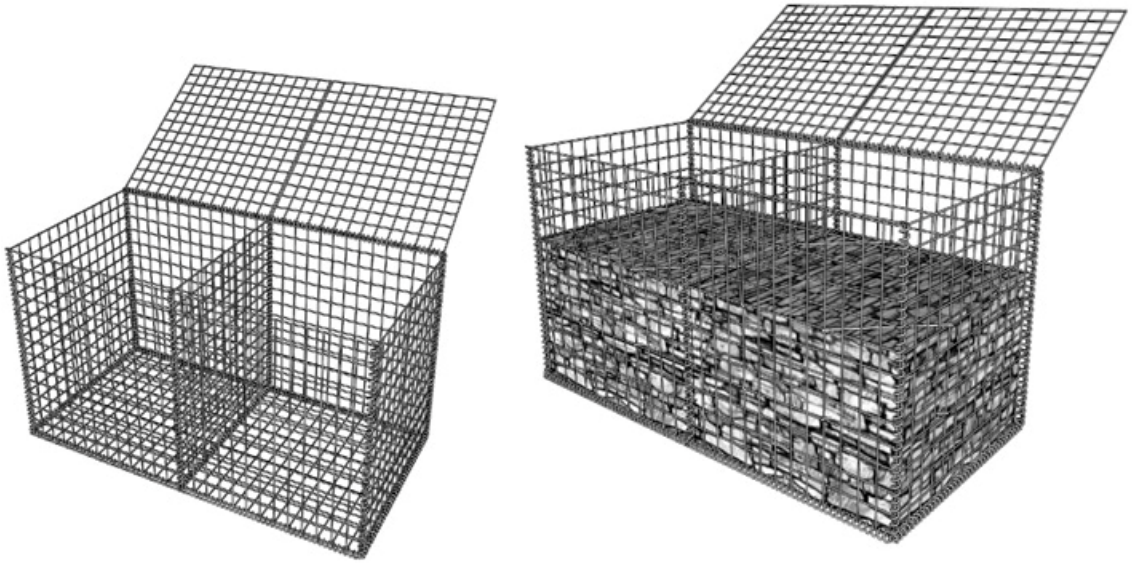


Figure VI. 43: schéma de cage de gabion.

VI.5.2.2 *calcul du facteur de sécurité avec mise en place les gabions :*

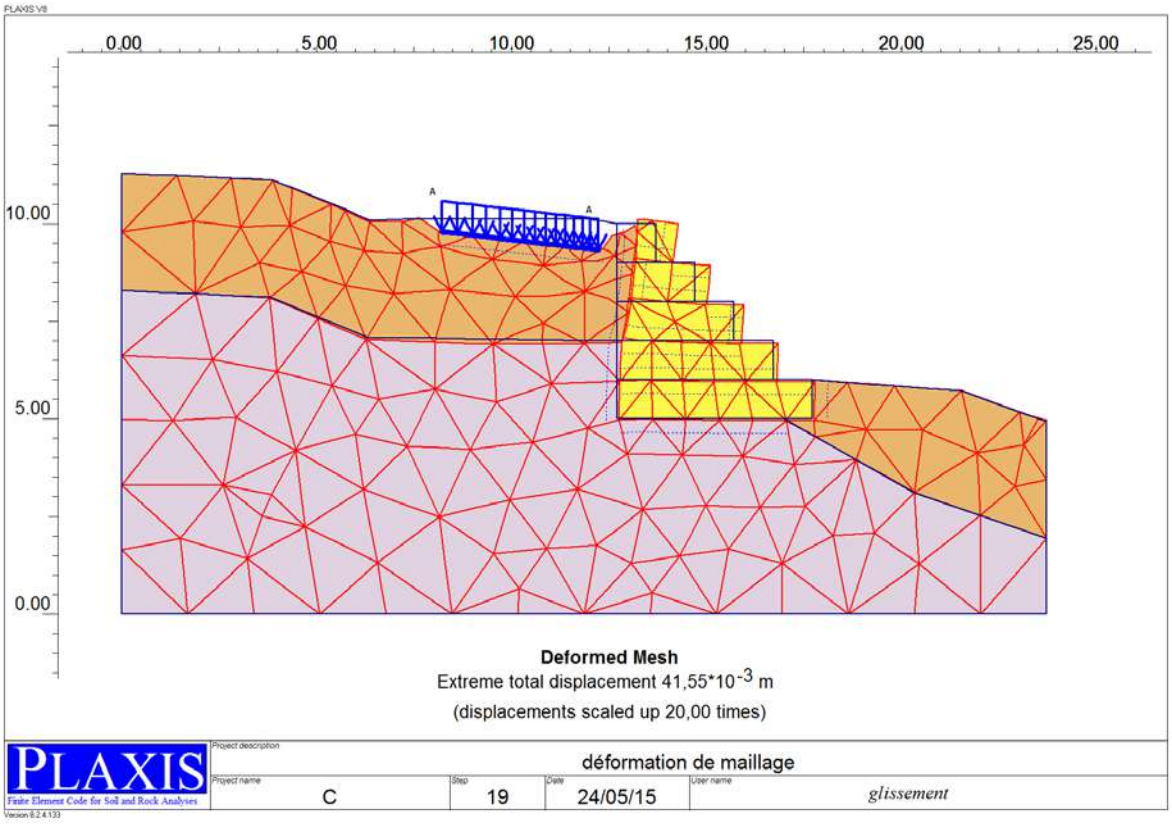


Figure VI. 44: Déformation de maillage sur le talus.

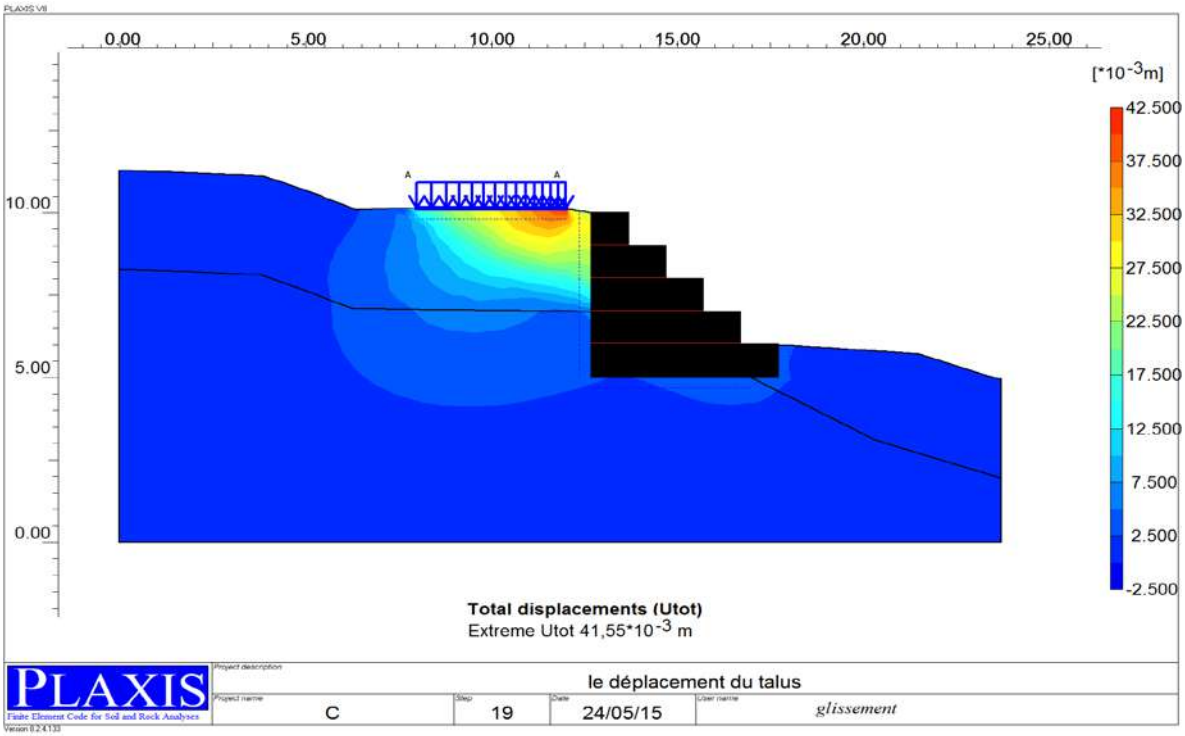


Figure VI. 45: Le déplacement total de talus.

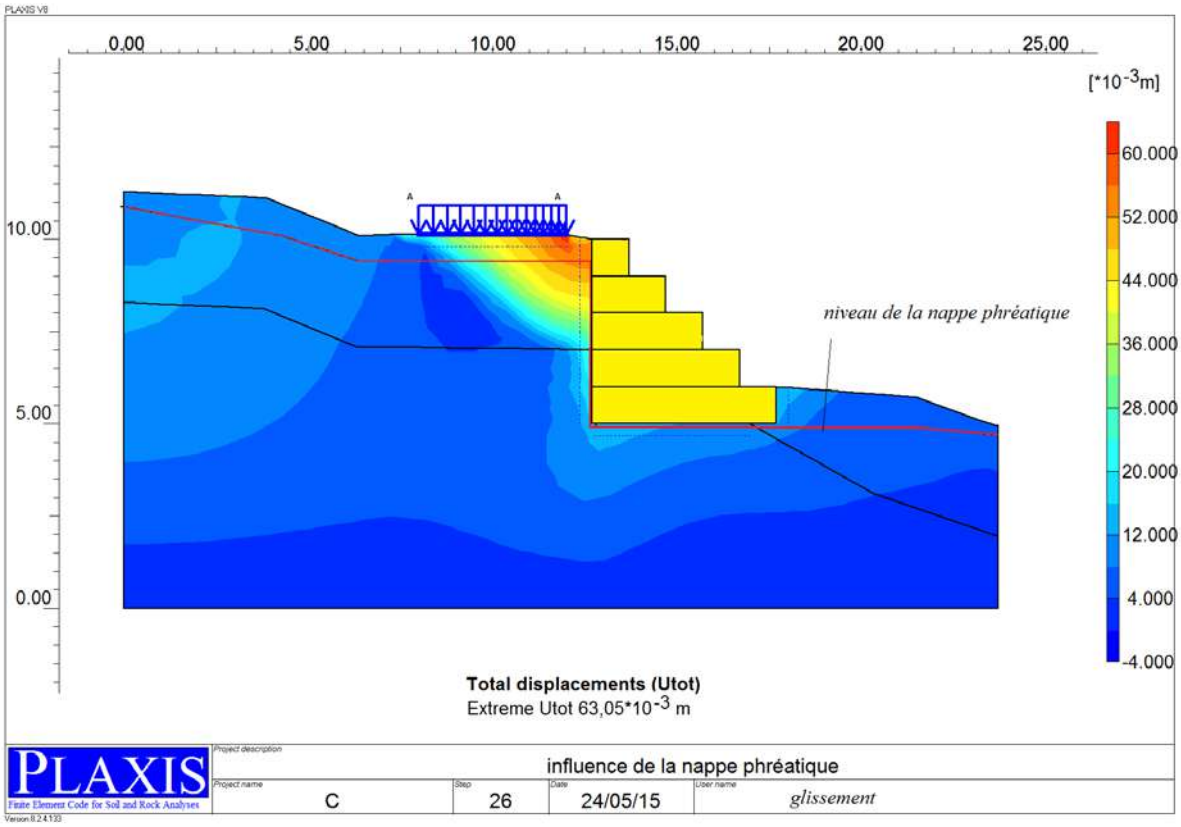


Figure VI. 46: Influence de la nappe phréatique après la mise en place de gabion.

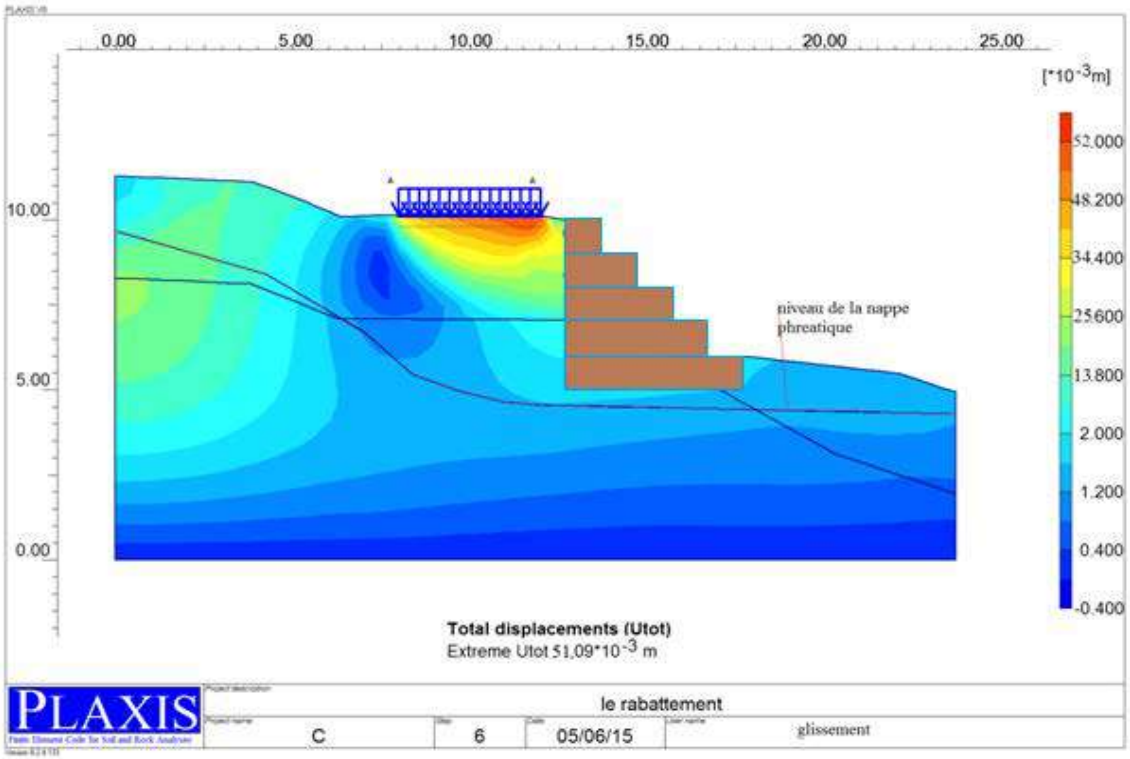


Figure VI. 47: Effet du rabattement de la nappe phréatique.

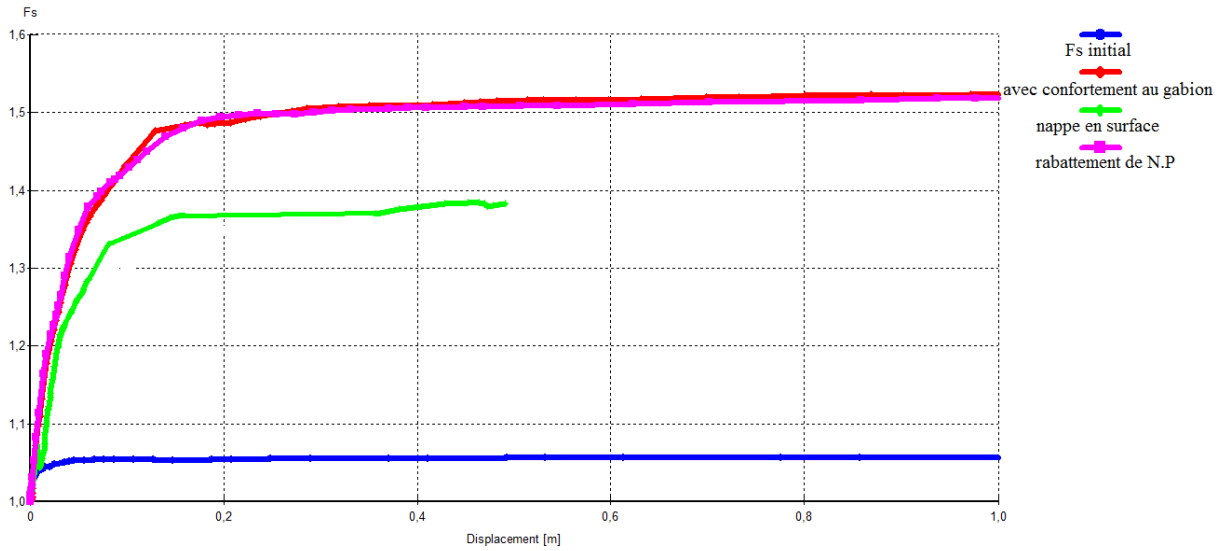


Figure VI. 48: Les courbes du facteur de sécurité avant et après mise en place de gabion.

Tableau VI. 17 : récapitulatif des résulta :

	La valeur de « *Fs* »	La valeur de déplacement (m)
Talus à l'état initial (sans chargement)	1.056	15.19×10^{-3}
Talus avec surcharge	0.90	310×10^{-3}
Talus Conforté avec mur en gabion	1.52	41.55×10^{-3}
Talus avec gabion et nappe phréatique en surface	1.38	63.05×10^{-3}
Talus après rabattement de la nappe	1.52	51.09×10^{-3}

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans le tableau il est clair que la mise en place d'un mur en gabion avec le rabattement de la nappe phréatique stabilise considérablement le talus.

VI.5.3 *Troisième méthode : « renforcement avec mur de soutènement en béton armée » :*

VI.5.3.1 *calcul du facteur de sécurité avec mise en place d'un mur de soutènement en béton armé :*

VI.5.3.1.1 *Paramètres de calcul:*

- Matériaux **:**

Béton

Tableau VI 18 : les caractéristiques du béton.

classe	*fc28*	*poids volumique*
C20/25	20,00 (MN/m2)	24,00 (kN/m3)

Acier

Tableau VI 19 : les caractéristiques de l'acier.

classe	*fe*
HA 400	400,00 (MN/m2)

- Options :
  - Enrobage pour voile = 30,0 (mm).
  - enrobage pour la semelle = 50,0 (mm).
  - Agressivité du milieu: non agressif.
  - fissuration: peu préjudiciable.
  - Calculs suivant la norme: béton: **BAEL 91.**
    Sols: **DTU 13.12.**

VI.5.3.1.2 *Géométrie du mur de soutènement :*

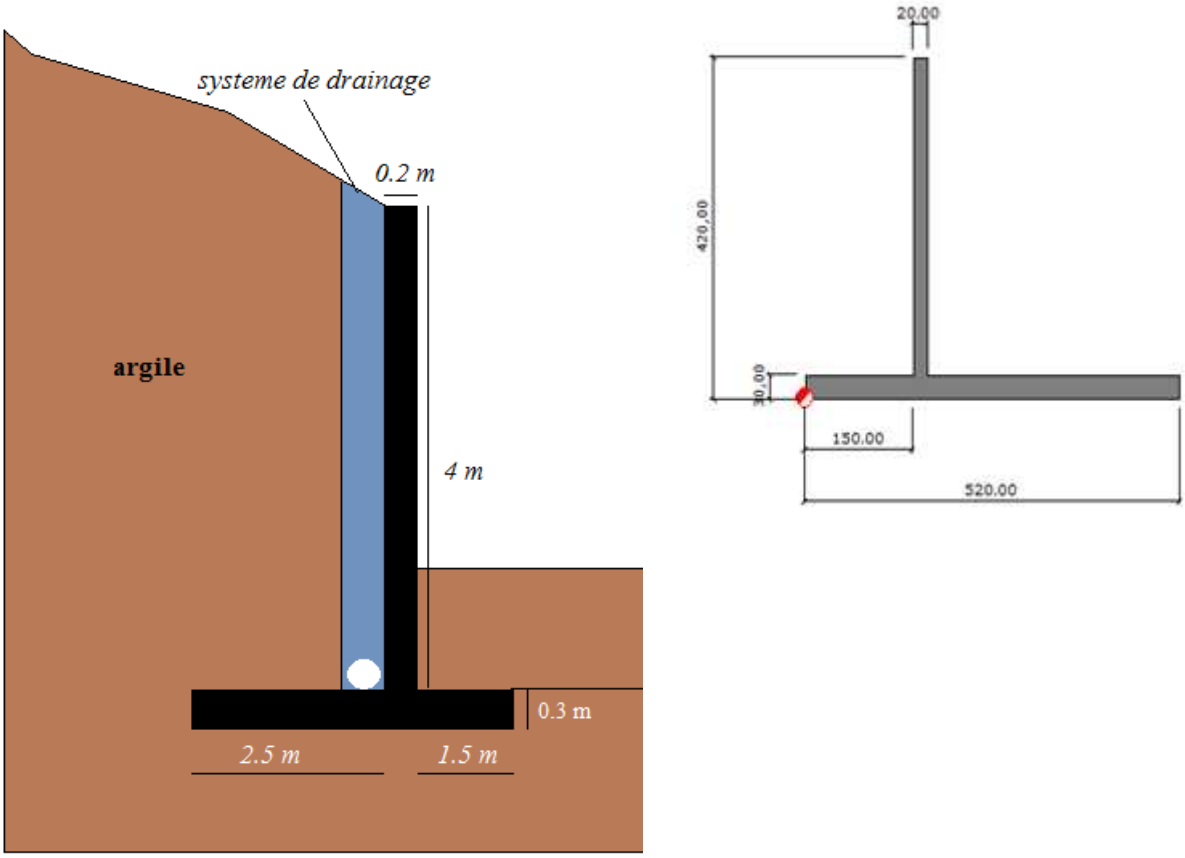


Figure VI. 49: La géométrie du mur de soutènement.

VI.5.3.1.3 *Caractéristique du mur de soutènement* :

Tableau VI.20 : Les Caractéristique du mur de soutènement

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	w [kN/m/m]
1	Voile	1,2E7	40000,00	25,00
2	semelle de voile	1E7	75000,00	0,00

Avec :

- **EA** = raideur normale du mur.

- **EI** = rigidité flexionnel de la paroi.

- **W=**poids *volumique* du béton.

VI.5.3.2 *Calcul du facteur de sécurité après l'installation du mur de soutènement :*

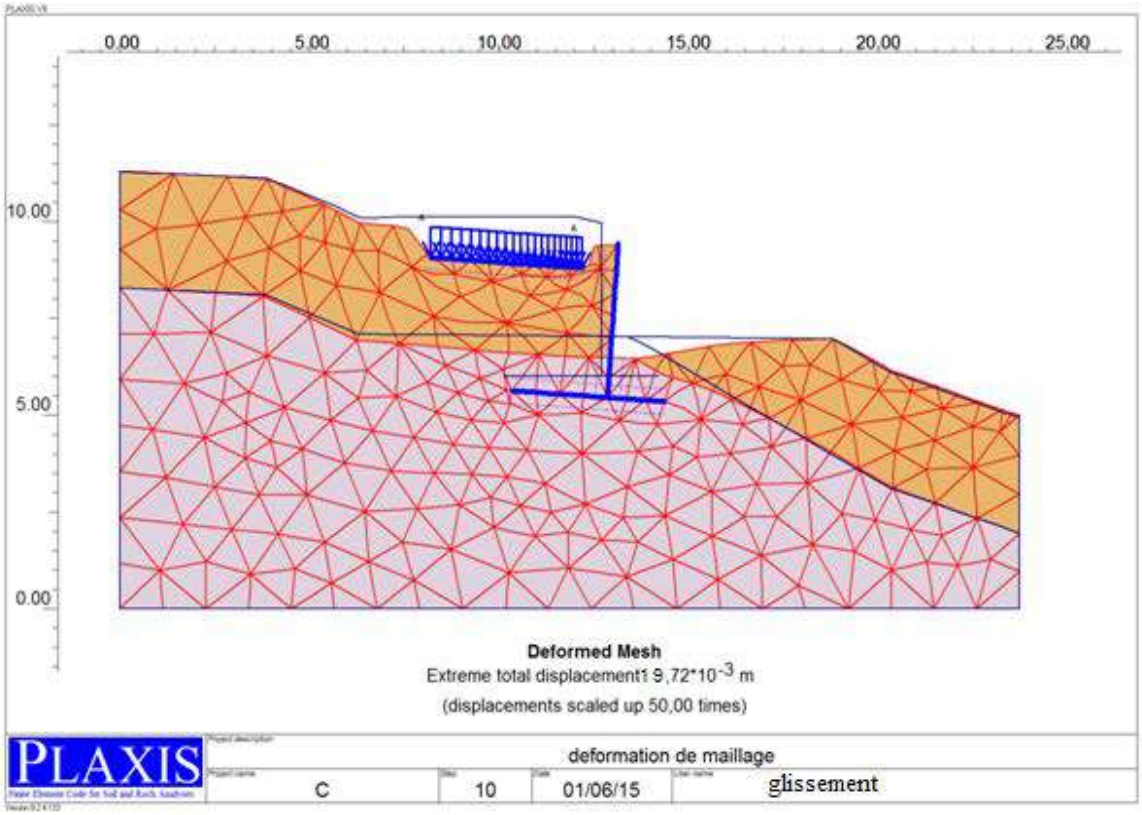


Figure VI. 50: La déformation de maillage sous la charge.

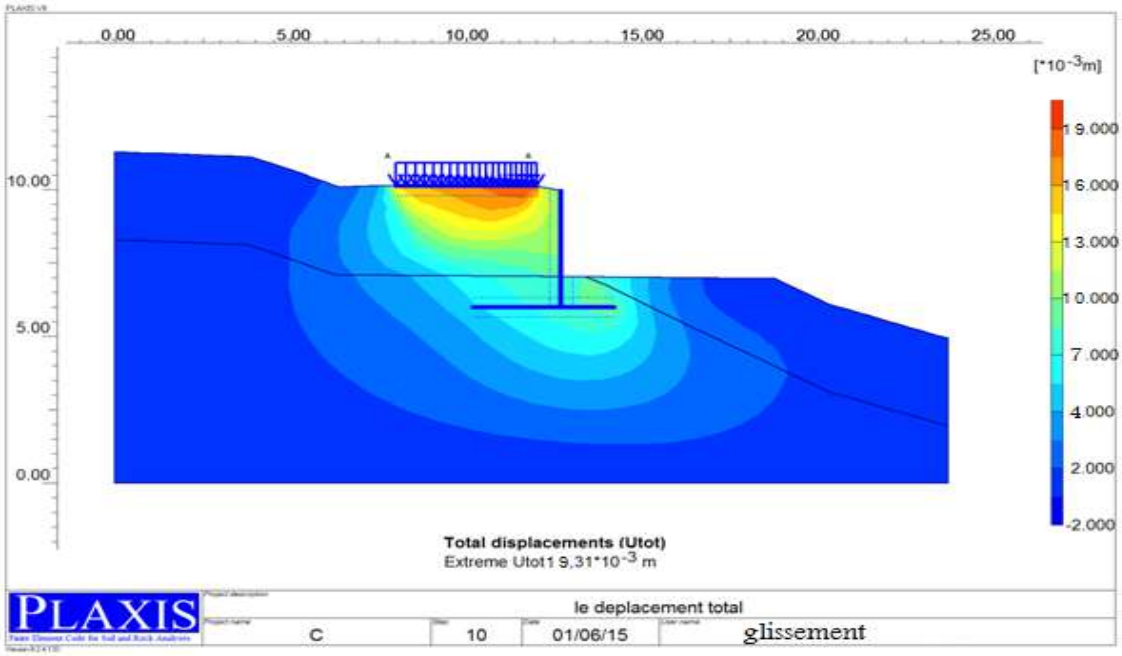


Figure VI. 51: déplacement totaux du talus après mise en place le mur de soutènement.

Après les calculs, le facteur de sécurité égale « 1.61 » donc ce talus est stable.

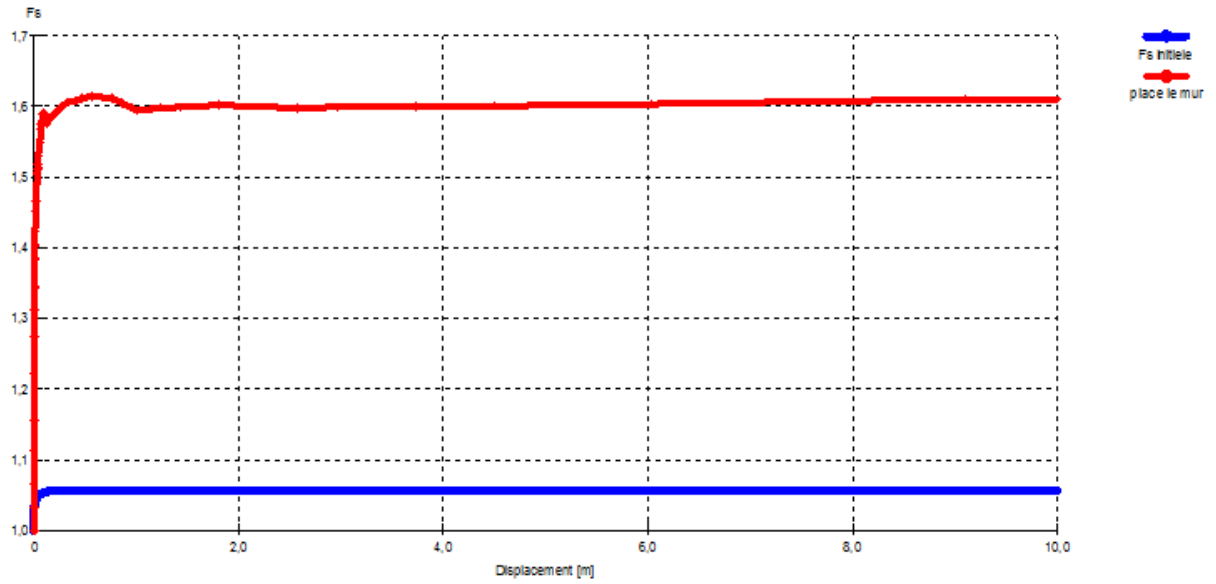


Figure VI. 52: Les courbes de Fs initiale et après en place le mur de soutènement.

VI.5.3.3 *On calcule le facteur de sécurité sous l'influence de la nappe phréatique :*

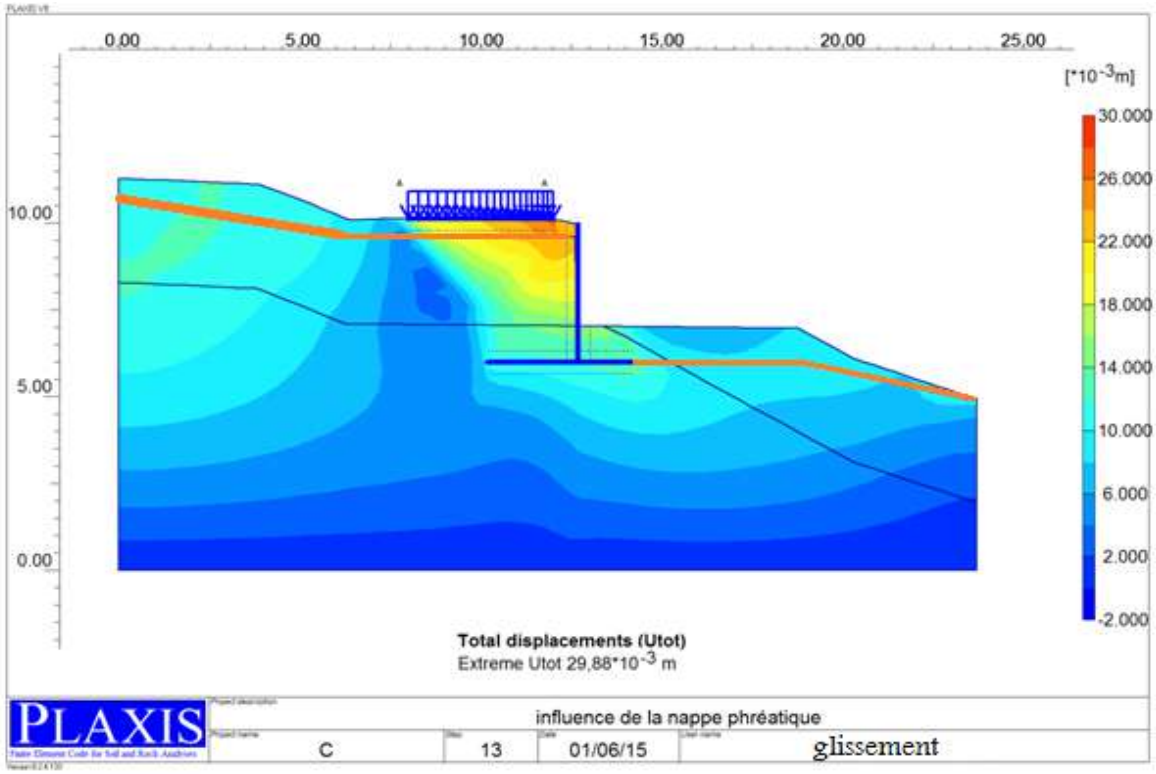


Figure VI. 53: Influence de la nappe phréatique sur le talus.

Après mettre la nappe phréatique et utilise le rabattement de la nappe on calcule le facture de sécurité.

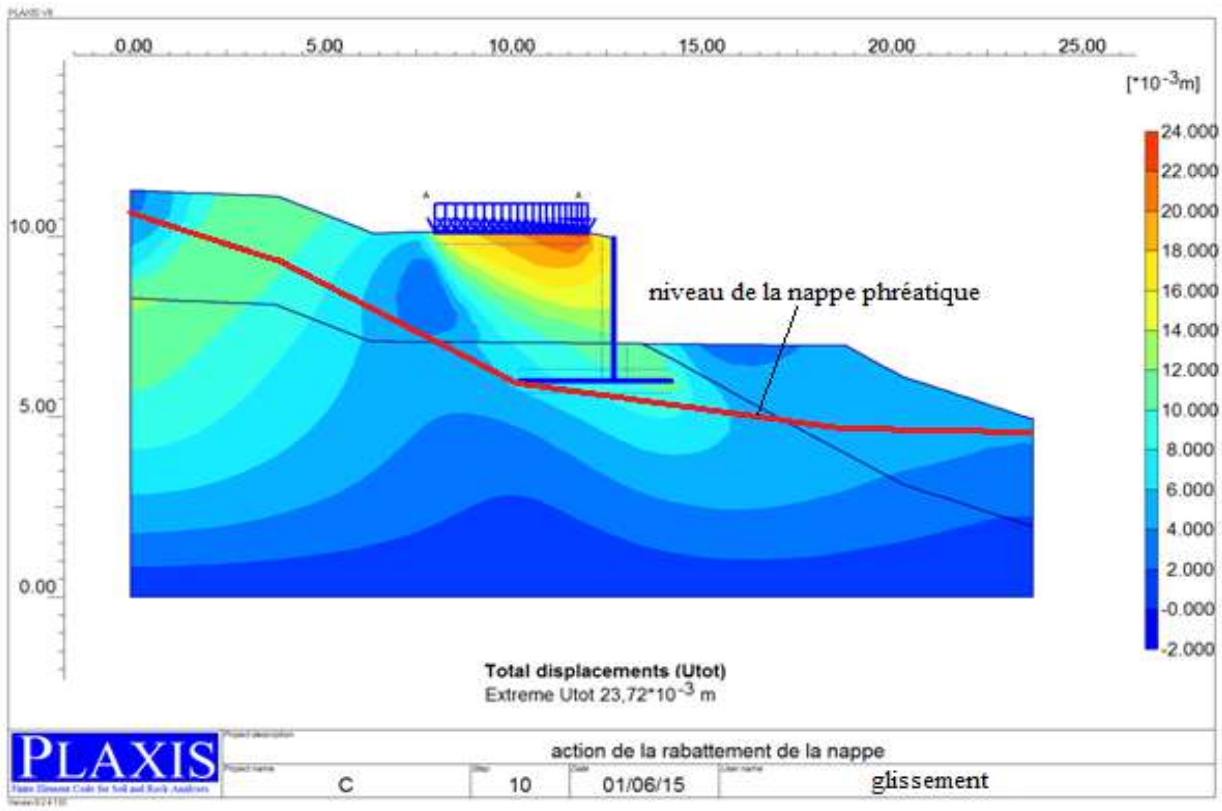


Figure VI. 54: L'influence du rabattement de la nappe.

On conclut tous les courbes de la facture de sécurité dans un seul graphe :

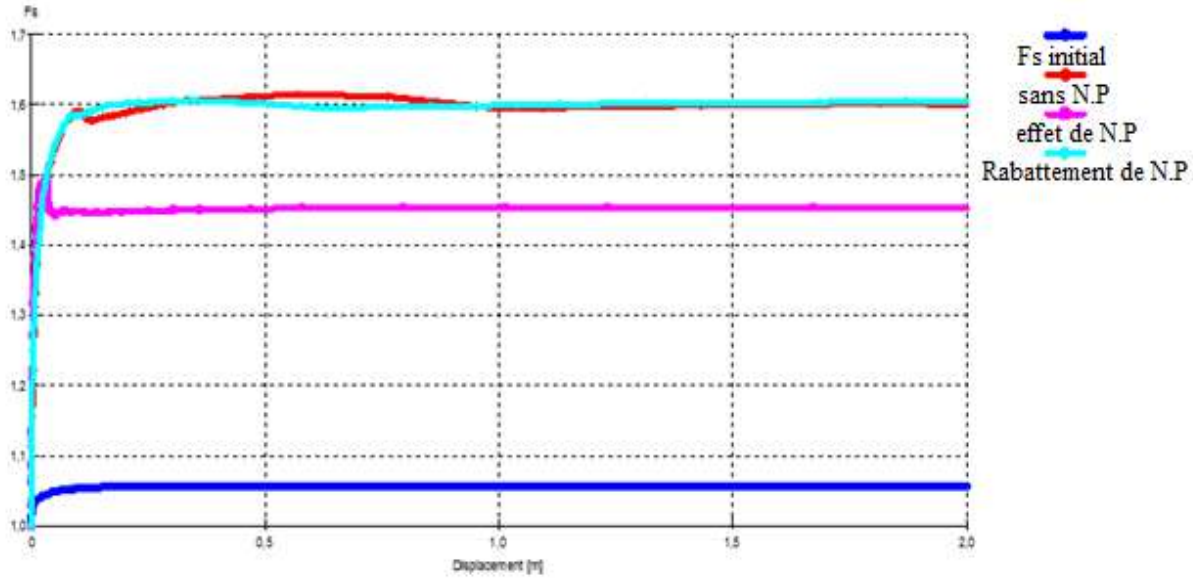


Figure VI. 55: Les courbes du facteur de sécurité.

Tableau VI. 21 : récapitulatif de résultat.

	La valeur de « *Fs* »	La valeur de déplacement (m)
état initial (sans chargement)	1.056	15.19×10^{-3}
Talus avec surcharge	0.90	310×10^{-3}
Mise en place d'un mur de soutènement	1.61	19.31×10^{-3}
Confortement avec mur en B.A et N.P en surface	1.45	29.88×10^{-3}
état de rabattement de la nappe	1.61	23.72×10^{-3}

Conclusion :

Le confortement avec un mur en gabion est une des meilleures solutions de stabilité, les deplacement sont réduits considérablement et le facteur de sécurité atteint des valeurs raisonnables.

Le drainage de la nappe améliore la stabilité du talus.

VI.6 comparatif du résultat des différentes méthodes de confortement :

Tableau VI. 22 : comparatif des différentes méthodes de confortement **:**

Méthode de confortement	Coefficient de sécurité	Déplacement totaux (m)
géotextile	**1.45**	**103.31×10^{-3}**
Mur en gabion	**1.52**	**41.55×10^{-3}**
Mur en béton arme	**1.61**	**19.31×10^{-3}**

CONCLUSION :

Parmi les techniques de stabilisations des talus, nous avons établi les trois systèmes de confortement qui nous ont été apparus les plus adaptés au terrain, aux contraintes existantes et aux problèmes et causes du glissement ainsi que celles liées à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les trois systèmes de confortement n'ont pas tous permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Toutefois, nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par le mur en gabion.

Ce choix est motivé d'une part, par la valeur acceptable du coefficient de sécurité d'autre part, par le coût de réalisation du projet reste moins cher.

Conclusion Générale

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

CONCLUSION GENERALE

La solution d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur.

L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

La réussite du confortement d'un glissement de terrain existant est subordonné la réduction des forces motrices ou bien celles de l'augmentation des forces de résistance.

Les méthodes utilisées pour la vérification de la stabilité d'un mouvement de terrain est exposé dans le présent mémoire, les méthodes proposées sont le drainage des eaux superficielles et sous terraines,

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel à savoir : le logiciel « Plaxis ». La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel « Plaxis ».

On utilise trois méthodes pour renforcement le talus :

-1^{éré} Méthode : Renforcement avec géotexestile.

-2^{éme} Méthode : Renforcement de talus avec mur de soutènement de gabions.

-3^{éme} Méthode : Renforcement avec mur de soutènement en béton armée.

On déduire la valeur de coefficient de sécurité appréciables pour le renforcement de talus avec mur de soutènement en béton armée puis mur de soutènements de gabion puis géotextile.

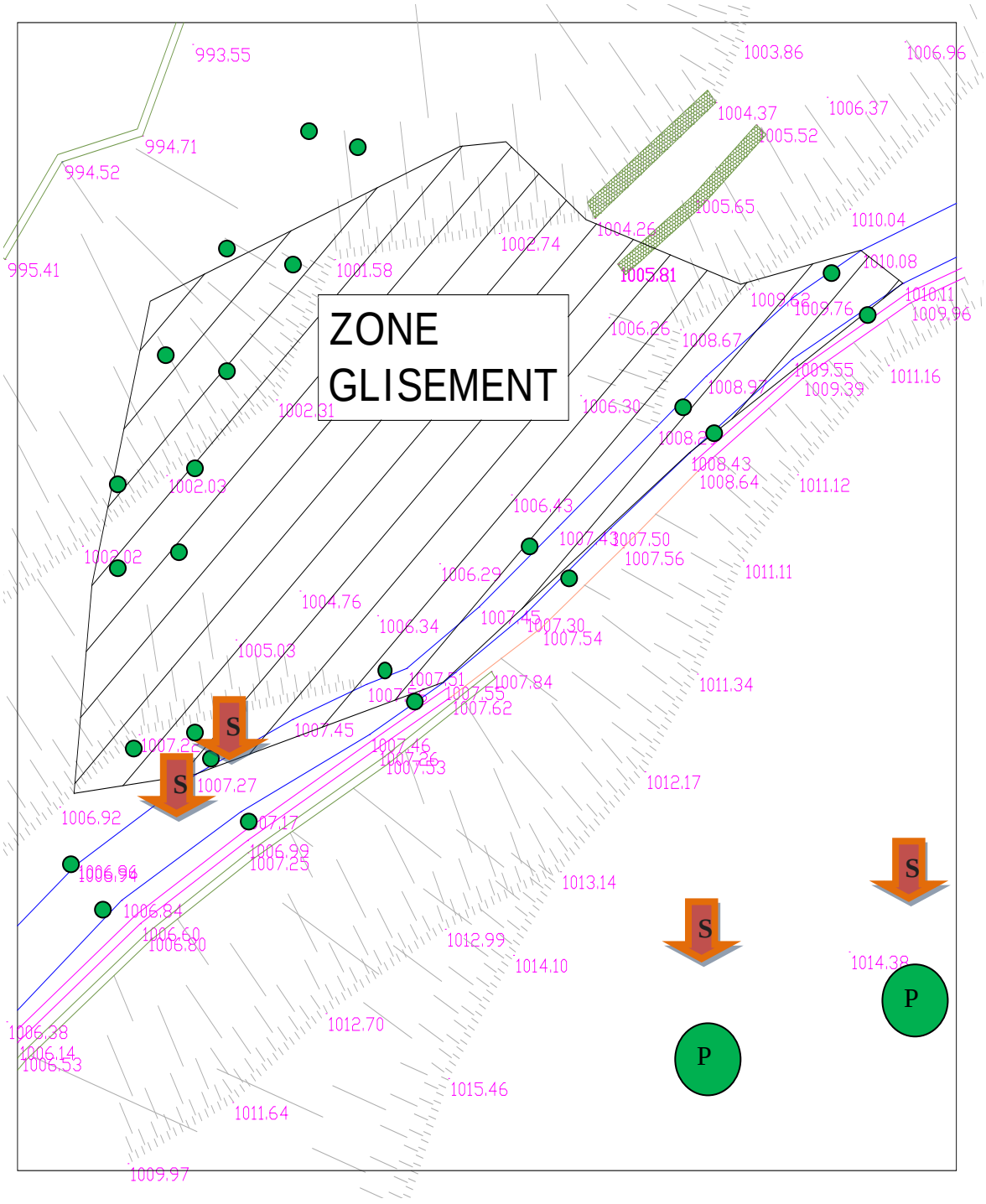
Malgré que les trois systèmes de confortement (mur de soutènement de gabions et mur de soutènement en béton armée et géotextiles) aient donné des coefficients de sécurité appréciables mais la solution du mur en gabion, et économiquement parlant en évitant un mur rigide en béton armé.

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

ANNEXE

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN-SITU-GLISSEMENT



ESSAIS :

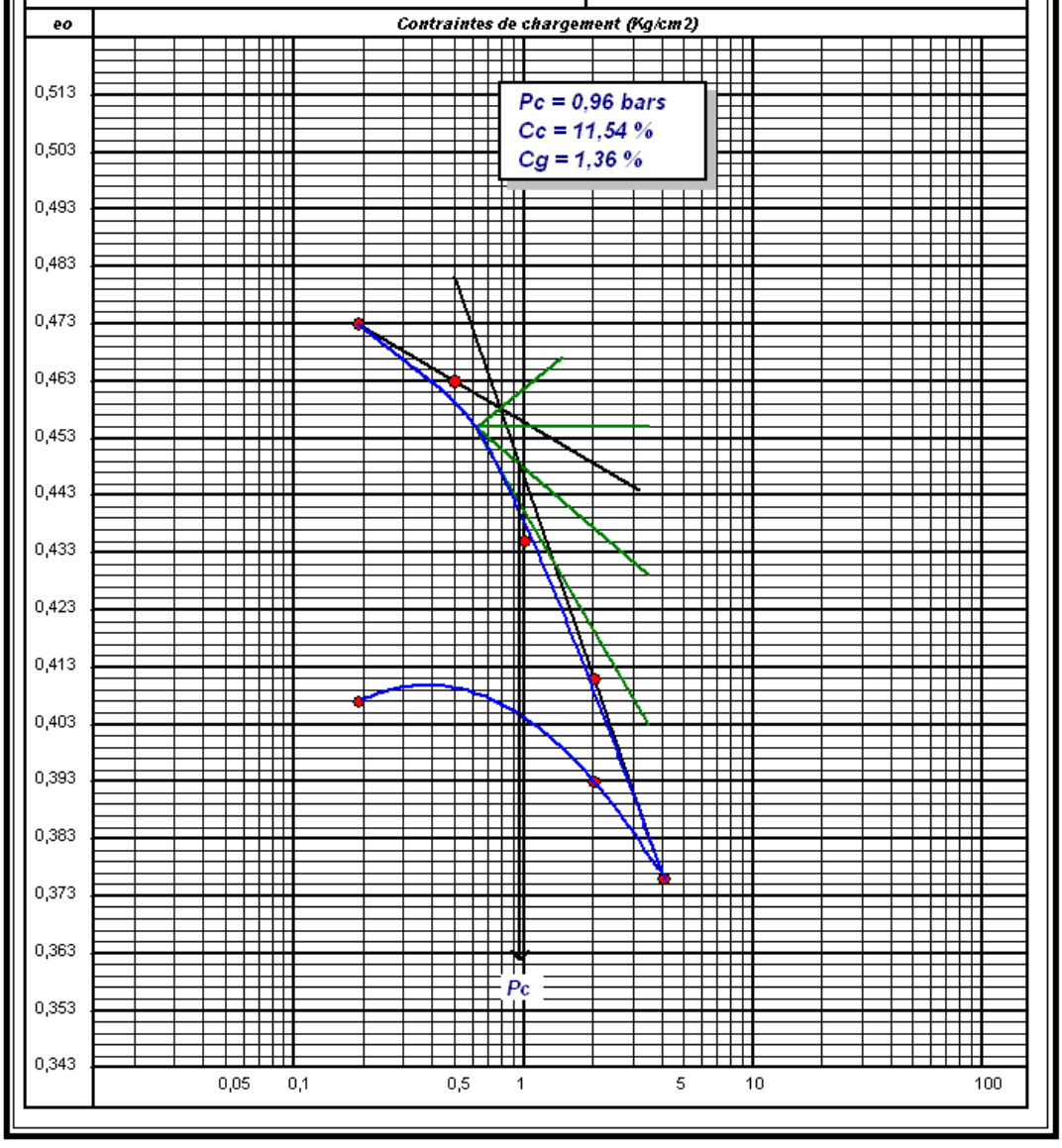
Essais de laboratoire :

Glissement		01	02
Sondage		01	01
Profondeur (m)		1.50-3.00	6.60-7.00
Essai de cisaillement rectiligne	Cohésion (bars)	0.04	0.45
	Frottement (°)	14.56	20.33

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR TERRAIN	Réf. Sondage : GLISS 01 SC01
N° Dossier :	Profondeur : 1,15-1,95
Lieu : SIDI AMAR	Date essais : 2014 au 2014
Client : BOUTAMINE	Nature :



Programme : Softest 2007 ©

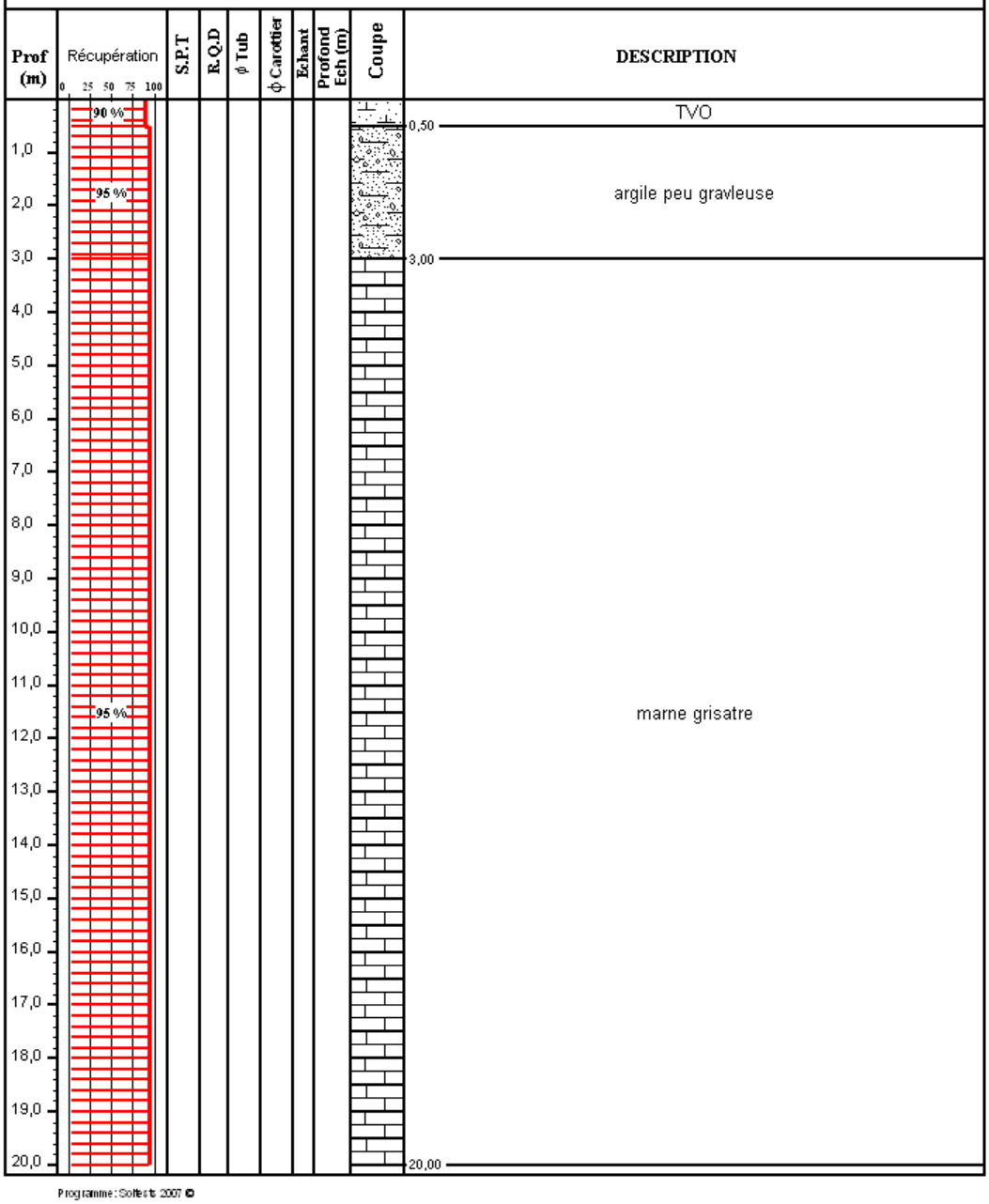
RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: GLISS 01 SC 01

ETUDE : ETUDE DE GLISSEMENT
LIEU : SIDI AMAR
CLIENT : BEST BOUTAMINE

DATE DEBUT : 2014
DATE FIN : 2014
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 20 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

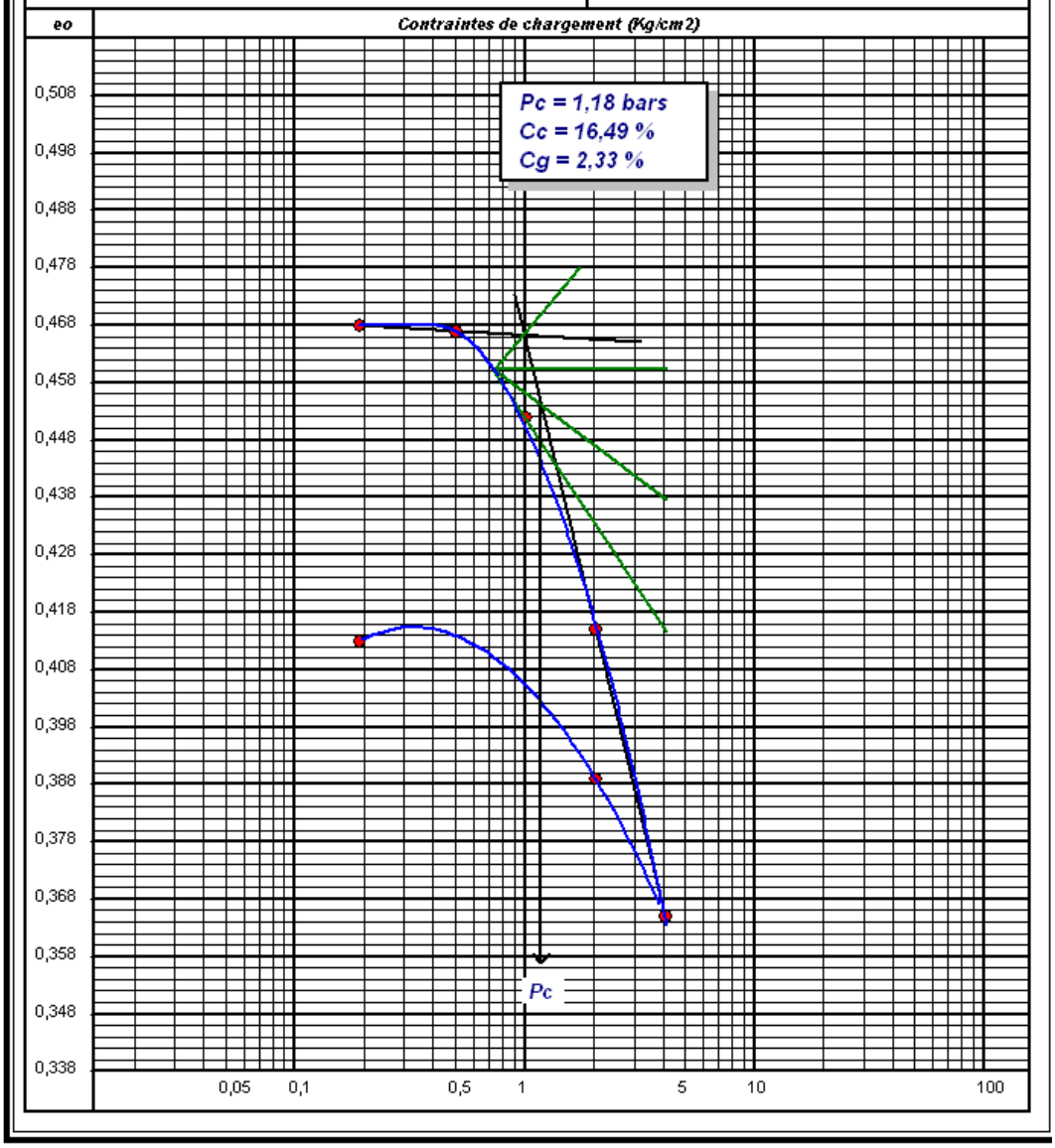


Programme : Softest 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR TERRAIN	Réf. Sondage : GLISS 02 SC01
N° Dossier :	Profondeur : 10,20-10,60 m
Lieu : SIDI AMAR	Date essais : 2014 au 2014
Client : BOUTAMINE	Nature :



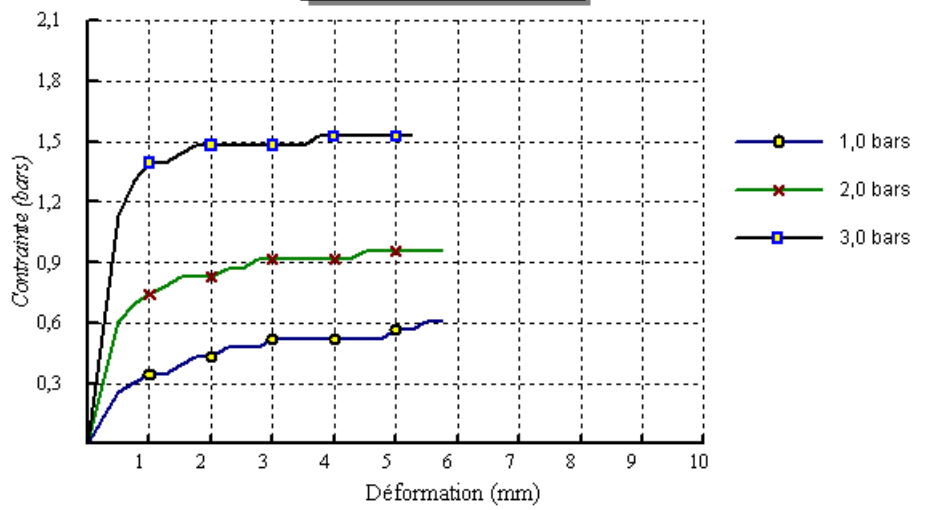
Programme : Softest 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

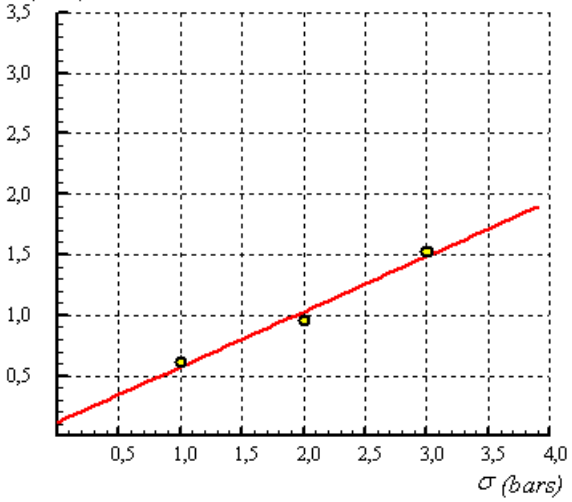
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR TERRAIN	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : GLISS 01 SC 01	Date début essais : 2014
Prof : 1.50-3.00 m	Date fin essais : 2014
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0.02 bars
Frottement = 14,56 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,61
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,96
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,52

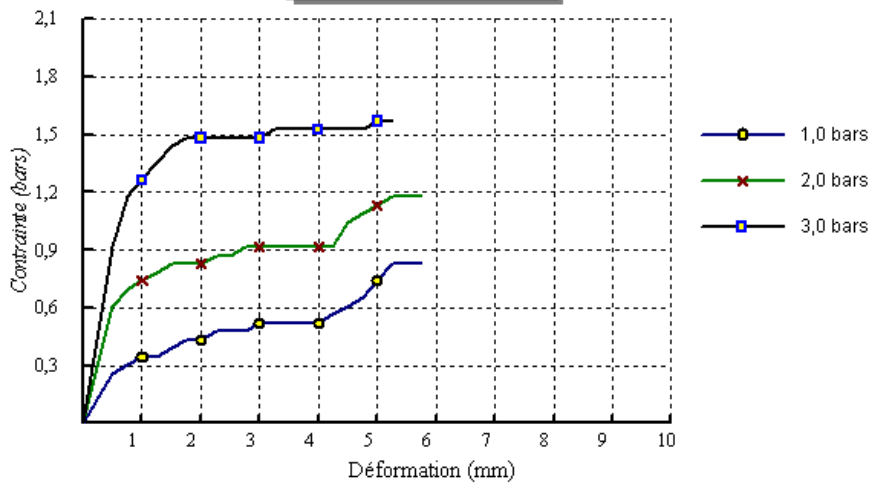
Programme : Softest 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

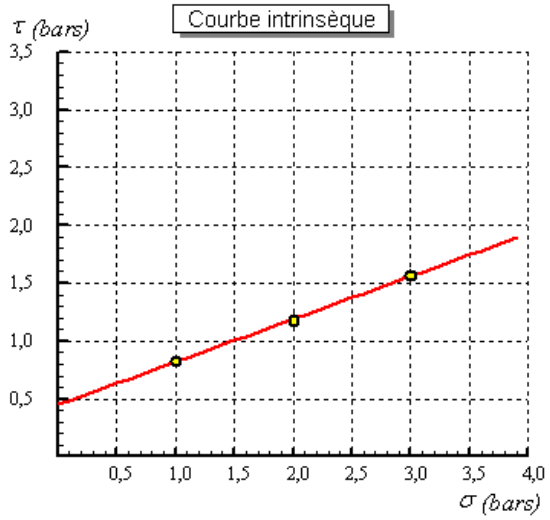
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR TERRAIN Dossier N° : N° Sond : GLISS 02 SC 01 Prof : 6.65-7.00 m Nature sol :	Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn Date début essais : 2014 Date fin essais : 2014

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque

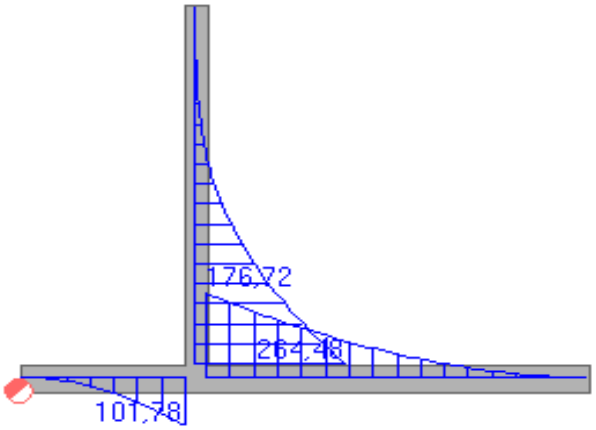


Cohésion = 0,45 bars
Frottement = 20,33 degrès

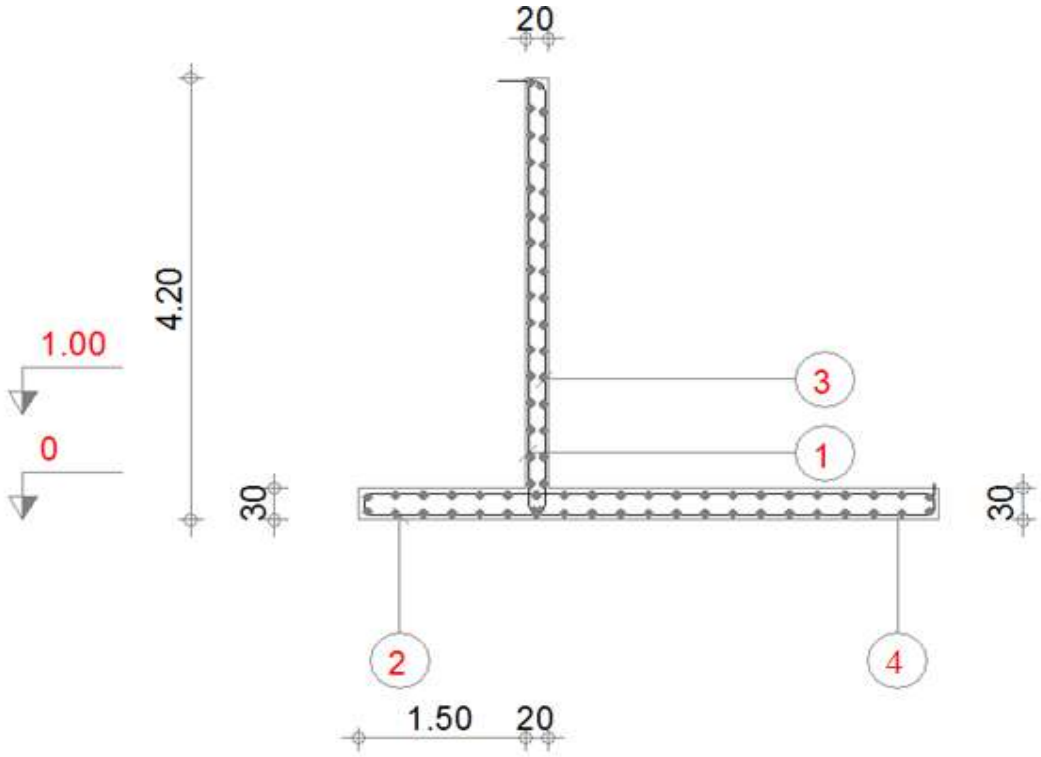
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,83
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,18
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,57

Programme : Softest 2007 ©

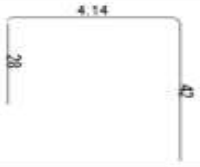
- ***Les moments du mur de béton arme :***



- ***Les ferraillages du mur de béton arme:***



- ***Les armatures :***

Pos.	Armature		Code	Forme
1	19HA 20,0	l=4.47		
2	16HA 14,0	l=11.08		
3	16HA 20,0	l=4.72		
4	76HA 10,0	l=1.00		

BIBLIOGRAPHIE

Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis

Références normatives :

- Jean-Pierre MASEKANYA : « Stabilité des pentes et saturation partielle étude expérimentale et modélisation numérique » Thèse de thèse de doctorat; Université de Liège faculté des sciences applications: p 22-23 ; 2007-2008.
- OLIVIER MAQUAIRE, aléa géomorphologique (mouvement de terrain), mémoire de recherche, 17p ; 2002.
- Besson: « les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance » Ed : Arêtes-Publial, Grenoble, 438p, 1996.
- Guide générale, les risques majeurs, ministère de l'écologie et du développement durable, 30-31p, 2004.
- Abdelkader BENAISSA «glissement de terrain calcul de stabilité » 2emeEdition ; OFFICE DES PUBLICATIONS UNIVERSITAIRES:15-20 p et 32-41p ,03-2008.
- Rabah. ARAB, « Généralités sur les géosynthétiques ». Formation DTP MEDEA 17 février ,2014.
- KEDDOURI Ahmed:« étude des pathologies de la digue de oued kreirech wilaya de Djelfa » Mémoire magistère, Université ABOUBEKR BELKAID – Tlemcen ; p 84-90, 2011.
- Houcine DJEFFAL : « Fiabilité en géotechnique : application a l'analyse des stabilités des pentes » Mémoire magistère ; École nationale polytechnique-Harrach, Alger p 27-30, 2008.

Sites internet :

- www. Prim.net.
- http://www.csdivonne.fr.st.
- http://www.moselle.equipement.gouv.fr.
- fr.fotolia.com.
- http://www.humanosphere.info/2014/08/il-a-invente-un-systeme-pour-eviter-les-glissements-de-terrain.
- www.brgm.fr.
- http://www.lb.auf.org/kourdey/Reconnaissance.htm.
- http://pravarini.free.fr/Tamis01.htm.
- http://cbrosson.netau.net/geotechnics.html.