

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique**

Université Blida 1

Faculté de Technologie

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité: Géotechnique

Thème :

ÉTUDE DE LA STABILITÉ D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN AU CW08 ENTRE Médéa ET BENI ATLI AU PK46+800

Soutenu par :

CHEREF FATAH

DOUCHA Abd el djalil

Devant le jury composé de :

.....	Saad Dahleb-Blida	President
.....	Saad Dahleb-Blida	Examineur
Ilhem TOUMI.	Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Juillet 2023

ملخص

تعتبر الحركات والانهيارات الأرضية ظواهر معقدة وتمثل خطرا كبيرا يمكن أن يسبب خسائر مادية وبشرية ولهذا قمنا بهذه الدراسة للإنهيار الأرضي الواقع على مستوى الطريق الولائي رقم 08 على مستوى النقطة الكيلومترية 800+46 المتواجد بين ولاية المدية و بني عتلي ، هذا الإنزلاق حدث في العديد من المرات بسبب عدم إتخاذ التدبير اللازمة لتثبيت و إستقرار التربة ووضع الدعائم المناسبة . عملنا يهدف إلى دراسة أسباب حدوث هذا الإنهيار و العمل على إيجاد الحلول الممكنة وسوف نقوم بدراسة حالتين لتثبيت التربة ، مع المقارنة التقنية والإقتصادية التي سوف تمكننا من إيجاد الحل الممكن.

الكلمات المفتاحية : إنزلاق، تثبيت ، الأسس، الدعائم

RESUME

Les mouvements et les glissements de terrain sont des phénomènes complexes et représentent un grand danger pouvant entraîner des pertes matérielles et humaines, C'est pour ça nous avons réalisé cette étude de glissement de terre situé sur la route nationale n°08 au niveau du point kilométrique PK46+800 entre la wilaya de Médéa et Beni Atli, c'est glissement qui s'est manifes plusieurs fois à cause de faute de prendre les mesures nécessaires pour stabiliser le sol et placer les supports .

Notre travail a pour but d'étudier les causes de ce glissement et de travailler à trouver des solutions possibles. Nous étudierons deux cas de stabilisation de sol, avec une comparaison technico-économique qui nous permettra de trouver une solution possible.

Mots clés :glissement, stabilisation, remblaiement, fondations.

ABSTRACT

Movements and landslides are complex phenomena and represent a great danger that could cause material and human losses. That is why we did this study of the landslide located at the level of state road No. 08 at the level of kilometer point 46 + 800 located between the wilaya of Medea and Beni Atli. Due to the failure to take the necessary measures to stabilize the soil and place appropriate supports.

Our work aims to study the causes of this collapse and work to find possible solutions. We will study two cases of soil stabilization, with a technical and economic comparison that will enable us to find a possible solution.

Keywords: stabilization, backfilling, foundations .

Remerciements

Nous tenons à remercier, en premier lieu, notre Dieu qui nous a donné la volonté et le courage pour bien mener ce modeste travail.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce Projet de master, particulièrement à :

o Notre directrice de mémoire madame I.TOUMI : Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

o Tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant tout notre cursus universitaire, en particulier les enseignants de l'option GEOTECHNIQUE (Génie Civil) par les conseils et orientations qu'ils n'ont cessés de nous prodiguer dans le cadre de nos recherches.

o Notre respect aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'apprécier et d'accepter de juger notre travail.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous celles et ceux, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

Nous n'oserions oublier de remercier tout le corps professoral de département de génie civil d'université de Saad Dahleb Blida 1, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Mes plus profonds remerciements vont à nos parents. Tout au long de notre cursus, ils nous ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Ils ont su nous donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de notre plus affectueuse gratitude.

TABLE DES MATIERES

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciement

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction.....	16
1.2. Classification des mouvements.....	16
I.2.1. Les écroulements et les éboulements	17
1.2.1.1. Chutes de pierres et de blocs	17
I.2.1.2. Eboulements.....	18
I.2.1.3. Ecroulement.....	18
I.2.2. Le fluage	19
I.3. Les glissements	20
I.3.1. Les caractéristiques morphométriques d'un glissement de terrain.....	21
I.3.2. Le glissement plan.....	21
I.3.3. Le glissement rotationnel	22
I.3.3.1. Glissement rotationnel simple	24
I.3.3.2. Glissement rotationnel complexe	24
Les causes de déclenchement	25
I.4. Les coulées.....	25
I.4.1. Les caractéristiques morphologiques des coulées boueuses	26
- Les écoulements de blocs ou "rock flow"	26
- Les écoulements de débris ou "débris flow"	27
- Les écoulements de sols ou "erat flow"	28
I.5. Dynamique du glissement	29
I.5.1. Glissement de terrain permanent.....	29
I.5.2. Glissement de terrain spontané.....	29

I.6. Phases des glissements	29
I.6.1. Glissements de terrain actifs	29
I.6.2. Glissements de terrain réactives	29
I.6.3. Glissements de terrain inactifs	29
I.6.3.1. Glissements bloques.....	30
I.6.3.2. Glissements latents.....	30
I.6.3.3. Glissements abandonnes.....	30
I.6.3.4. Glissements stabilises.....	30
I.7. La classification du glissement de terrain.....	30
I.7.1. Selon la vitesse.....	30
I.7.2. Selon la profondeur.....	31
I.8. Le risque du glissement de terrain	31
I.8.1. Notion et principes de ‘risque’	31
I.8.2. Le danger	31
I.8.3. La probabilité	32
I.8.4. L’alea	32
I.8.5. La vulnérabilité	32
I.9. Causes d’instabilité.....	32
I.9.1. Prédispositions	32
I.9.1.1 La géologie	32
I.9.1.2. La pente	33
I.9.1.3. L’orientation	33
I.9.1.4. La végétation	33
I.9.1.5. Le contexte hydrogéologique et hydrographique	33
I.9.1.6. Le contexte climatique	33
I.9.2. Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes)	33
I.9.2.1. Le climat causes hydriques.....	33
I.9.2.2. Le climat causes thermiques.....	34
On peut citer quelques exemples de fluides thixotropes.....	34
I.9.2.4. Causes mécanique: modification de la géométrie.....	34

I.10. Les méthodes de calculs des coefficients de sécurités et les méthodes de stabilité des talus.....	35
I.10.1. Le coefficient de sécurité.....	35
I.10.2. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire.....	36
I.10.3. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) [19].....	36
I.10.4. Méthode de flénus (1927) [21].....	36
I.10.5. Méthode de bishop simplifiée (1954) [21].....	38
Comparaison entre la méthode de FELLENIUS et la méthode de BISHOP Simplifiée.....	39
I.10.6. Méthodes numériques d'étude de la stabilité (contraintes déformations).....	40
I.10.6.1 Méthode des éléments finis.....	41
I.10.7. Techniques de stabilisation [22].....	42
I.10.7.1. Les terrassements.....	42
I.10.7.2. Les dispositifs de drainage.....	42
- Drainage de surface.....	42
- Drains subhorizontaux.....	42
- Tranchées drainantes.....	43
- Drainage profond.....	43
I.10.7.3. L'introduction d'éléments résistants.....	43
I.10.7.3.1. Les pieux.....	43
- Définition des pieux.....	43
- Les différents types de pieux.....	43
- Pieux battus.....	45
- Pieux battus moulés.....	46
- Pieux forés.....	46
- Micro pieux.....	46
I.10.7.3.2. Rideau de palplanche.....	46
- Type des rideaux de palplanches.....	47
I.10.7.3.3. Un tirant d'ancrage.....	48
I.11. Conclusion.....	48

CHPITRE 2 : RECONAISSANCE GEOTCHNIQUE

II.1. Introduction.....	50
II.2. Situation du site.....	50

II .3. Synthèse des désordres observes.....	51
a) Dégradations de chaussée.....	51
b) Versants.....	52
c) Système d’assainissement.....	53
II .4. Sismicité de la région.....	54
II.5. Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique.....	55
II.5.1. Essais de pénétration dynamique.....	56
II.5 .2. Sondages carottes.....	56
II.5.2.1. Description des coupes de sondages.....	56
- Photos des caisses des sondages.....	57
- Profils géologique.....	58
- Le profil géologique du terrain.....	60
II.5.3. Essais de laboratoire.....	61
II.5.3.1. Essais physiques.....	61
II.5.3 .2. Essais mécaniques.....	61
II.5.3.3. Résultats des essais de laboratoire.....	61
- Essais physiques	61
- Limites d’Atterberg.....	62
- Granulométrie	62
- Caractéristiques chimiques.....	65
- Essais mécanique.....	65
II.6. Homogénéité : premier Couche (d’argile plastique)	66
II.6.1. Homogénéité des poids volumique γ	66
II.6.1.1. Poids volumique sec γ_d	66
II.6.1.2. Poids volumique humide γ_h	66
II.6.2. Homogénéité Teneur en eaux ω (%).....	67
II.6.3. Homogénéité de degré de saturation S_r	67
II.6.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés.....	67
II.6.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u	67
II.6.4.2. La Cohésion no drainé C_u	67
II.7. Homogénéité : Deuxième Couche (Argile marneuse).....	67

II.7.1 Homogénéité des poids volumique γ	67
II.7.1.1.Poids volumique sec γ_d	67
II.7.1.2. poids volumique humide γ_h	68
II.7.2. Homogénéité Teneur en eaux ω (%).....	68
II.7.3. Homogénéité de degré de saturation S_r	68
II.7.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés.....	69
II.7.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u	69
II.7.4.2. La Cohésion no drainé C_u	69
II.8. Homogénéité : Troisième Couche (Marne argileuse)	69
II.8.1 Homogénéité des poids volumique γ	69
II.8.1.1.Poids volumique sec γ_d	69
II.8.1.2. poids volumique humide γ_h	70
II.8.2. Homogénéité Teneur en eaux ω (%).....	70
II.8.3. Homogénéité de degré de saturation S_r	70
II.8.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés.....	70
II.8.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u	71
II.8.4.2. La Cohésion no drainé C_u	71
- Le profil géologique du terrain.....	72
II.9.Conclusion.....	73

CHAPITRE 3: Etude de la stabilité du terrain avec le logiciel Plaxis

III.1. Introduction	75
III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D	75
III.3. Présentation du code de calcul PLAXIS 2D	75
III.3.1. La démarche de modélisation avec PLAISE	75
III.3.2. Lois de comportement dans PLAXIS	78
III.3.2.1. Modèle de Mohr-Coulomb	78
III.3.3. Les types de comportement des matériaux (Materials type).....	80
III.3.3.1. Comportement drainé (Drainedbehavior).....	80
III.3.3.2. Comportement non drainé (Undrainedbehavior).....	81
III.3.3.3. Le comportement non poreux (Non-porousbehavior).....	81

III.4. Calculs.....	81
III.4.1. Le programme de calcul.....	82
III.4.2. Types de calculs.....	84
III.5. Présentation des résultats	85
III.6. Analyse du talus à conforter	88
III.7. Conclusion.....	97

CHAPITRE 4 : LES SOLUTIONS DE CONFORTEMENTS

IV.1. Introduction	99
IV.2 L'allègement en tête.....	99
IV.3.1ère solution : micro pieux avec et avant allègement.....	100
IV.4.2ème solution : pieux avec et sans allègement.....	105
IV.5. 3ème solution : Rideaux de palplanches avec et sans allègement.....	112
IV.6. conclusion.....	119

Conclusion générale.....120

Références.....121

Annexes.....122

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 Chute d'une pierre.....	18
Figure 1.2. Le phénomène de fluage	19
Figure 1.3. Phénomène de solifluxion.....	19
Figure 1.4. Description des éléments morphométriques et morphologique composant un glissement terrain.....	21
Figure 1.5. Mécanisme de rupture plane Dun talus.....	21
Figure I.6. Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale.....	23
Figure I.7. Glissement circulaire simple.....	24
Figure i.8. Glissements successifs emboites	24
Figure I.9 .Schéma représentatif d'une coulée boueuse.....	26
FIGURE I.10.Ecoulements de blocs et fluage.....	27
Figure i.11.Ecoulements de débris.....	27
Figure i.12. coulée boueuse	28
Figure. 1.13. Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement vernes.....	30
Figure i.14.Modification de la géométrie.....	35
Figure I.15. Équilibre d'une tranche de sol.....	37
Figure I. 16. Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié).....	38
Figure I.17. Effet de pieu sur le terrain [11].....	44
Figure I.18. Les différents types des pieux.....	44
Figure I.19. Pieux en bois.....	45
Figure I.20. Pieux en acier.....	45
Figure I.21. Pieux en béton arme.....	46
Figure I.22. Type de palplanche.....	47
FigureII.1. Photo satellitaire du site.....	50
Figure II.2. Fissures multiples et affaissement de chaussée.....	51
FigureII.3. Fissures multiples, affaissement de chaussée.....	52
FigureII.4. Zone humide, bourrelet.....	52
FigureII.5. Rupture affectant le versant.....	53
FigureII.6. Rupture du muret.....	53

FigureII.7. Fossés en terre (amont, aval) mal entretenus.....	54
FigureII.8. Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	55
FigureII.9. Réalisation du sondage SC 01.....	56
Figure II .10. Réalisation du sondage SC 02.....	57
FigureII.11.Caisses à carottes du sondage SC 01.....	57
FigureII.12. Caisses à carottes du sondage SC 02.....	57
Figure II.13. Coupe lithologique du Sondage carotté SC 01.....	58
Figure II.14. Coupe lithologique du Sondage carotté SC 02.....	59
Figure II.15. Profil géologique du terrain.....	60
Figure II.16. Coupe lithologique générale.....	72
Figure III.1. Fenêtre principale du programme de calcul.....	83
Figure III.2. Forme général d'un talus.....	86
Figure III.3. La géométrie du profil du talus.....	86
Figure III.4. Profil du model du talus.....	88
Figure III.5. fenêtre de la 1er couche	88
Figure III.6. fenêtre de la 2em couche	89
Figure III.7. fenêtre de la 3em couche	89
Figure III.8. Les paramètres de 1er couche.....	90
Figure III.9. Les paramètres de 2em couche.....	90
Figure III.10. Les paramètres de 3em couche.....	91
Figure III.11:Niveau de la nappe.....	91
Figure III.12. Paramètres k_0 de 1er couche.....	92
Figure III.13. Paramètres k_0 de 2em couche.....	92
Figure III.14. Paramètres K_0 de 3em couche.....	93
Figure III.15. Les contraintes effectives.....	93
Figure III.16. Présentation du maillage.....	94
Figure III.17. Déplacement total.....	94
Figure III.18. Facteur de sécurité 1,24.....	95
Figure III.19. Tableau facteur de sécurité.....	95
Figure IV.1. Talus avant allègement.....	98

Figure IV.2. Talus âpre allègement.....	99
Figure IV.3 Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 7m (avec allègement).....	99
Figure IV.4. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 7 m (avec allègement).....	100
Figure IV.5. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 7 m (avec allègement).....	100
Figure IV.6. Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D=8m (sans allègement).....	101
Figure IV.7. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (sans allègement).....	101
Figure IV.8. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (sans allègement).....	102
Figure IV.9. Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D=8m (avec allègement).....	102
Figure IV.10. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement).....	103
Figure IV.11. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement).....	103
Figure IV.12. Les déplacements pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	104
Figure IV.13. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	104
Figure IV.14. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	105
Figure IV.15. Les déplacements pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement).....	105
Figure IV.16. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement).....	106
Figure IV.17. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement).....	106
Figure IV.18. Les déplacements pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	107
Figure IV.19. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	107
Figure IV.20. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement).....	108

Figure IV.21. Les déplacements pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (avec allègement).....	108
Figure IV.22. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (avec allègement).....	109
Figure IV.23. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (avec allègement).....	109
Figure IV.24. Model par un rideau de palplanche.....	111
Figure IV.25. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 6m de profondeur (avec allègement).....	111
Figure IV.26. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 6m de profondeur (avec allègement).....	112
Figure IV.27. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement).....	112
Figure IV.28. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement).....	113
Figure IV.29. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement).....	113
Figure IV.30. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement).....	114
Figure IV.31. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement).....	114
Figure IV.32. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement).....	115
Figure IV.33. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement).....	115
Figure IV.34. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement).....	116
Figure IV.35. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement).....	116
Tableau I.1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	31
Tableau II.1 : Les caractéristiques physiques.....	62
Tableau II.2 :Les limites d'Atterberg.....	62
Tableau II.3 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 µm).....	63
Tableau II.4: Représentation du résultat de classification du sol.....	65
Tableau II.5 : Caractéristiques chimiques.....	65

Tableau II.6: Les données de l'essai triaxiaux de type UU.....	66
Tableau II.7:Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.	71
Tableau III.2 : Les coordonnées de la géométrie du talus par couche.....	86
Tableau IV.1 : Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité (1er solution et 2ème solution).....	110
Tableau IV.2: Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité (3ème solution : rideau de palplanche).....	117
Tableau IV.3 : Récapitulatifs des deux meilleures solutions.....	117

Les sols instables représentent toujours un risque dans la vie et c'était un obstacle dans de nombreux projets de développement dans le monde, parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain que l'on peut rencontrer dans la construction de routes et d'ouvrages urbains.

Les mouvements de terrain (rapides et lents) causent de graves dommages aux structures et aux installations, constituent un impact économique et causent parfois des pertes humaines, pour cela nous faisons de multiples études de pentes et identifions les propriétés mécaniques du sol, et calculons la stabilité pour déterminer le courbe de rupture Qui présente le plus grand risque et prendre les mesures nécessaires pour éviter les dangers.

Notre travail consiste à l'analyse et l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenue le long de chemin wilaya N° 8 CW08 sur 1.5Km du Lot N°01, entre Médéa et Béni Atelli (wilaya de Médéa). L'objectif principal est d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur le plan technique. Pour atteindre cet objectif, nous avons organisé notre mémoire en quatre (04) chapitres :

Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique sur les différents mouvements de terrain, particulièrement les glissements de terrain (leurs propriétés, leurs types et leurs différentes causes..) ainsi que les différentes techniques de stabilisations.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du site ainsi que l'interprétation des caractéristiques géotechniques, une synthèse détaillées sur les couches, ainsi que le profil géotechnique finale proposée pour le sol étudié.

Le troisième chapitre contient l'étude de la stabilité du terrain avec le logiciel de modélisation Plaxis, afin de déterminer les surfaces de ruptures et les coefficients de sécurités.

Le quatrième chapitre est dédié à la solution proposé de confortement du talus. Et enfin une comparaison entre les solutions proposée pour pouvoir choisir la meilleure solution (vis-à-vis l'économie et la sécurité).

En fin, une conclusion générale qui va résumer les principaux résultats issus de ce mémoire.

CHPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Parmi les contraintes rencontrées dans le choix de terrain qui va servir comme assiette pour des constructions, on trouve les glissements de terrains qui sont à l'origine de la déstabilisation du sol et même les constructions avoisinantes, l'ignorance de ce phénomène naturel ou sa négligence peut causer des pertes humaines et matérielles. Du fait de parler des pertes humaines, ceci veut dire que c'est impardonnable qu'un ingénieur ignore ce phénomène naturel et c'est un crime de le négliger dans le choix du sol qui servira comme assiette pour les différentes constructions.

Dans ce sens et en relation au sujet de notre projet de maîtrise qui consiste à étudier les soutènements nécessaires au site situé au contournement nord de la ville de Médéa au **PK46+800**, nous consacrons ce premier chapitre, à présenter une revue bibliographique des connaissances pratiques ainsi que les méthodes de calcul et les vérifications à satisfaire.

Dans sa structure, le chapitre traite successivement les principaux types de mouvements, le processus de glissement de terrain, les types de soutènement et leurs modes de rupture, et enfin les différentes approches et méthodes de calculs du coefficient de sécurité ainsi que les différents techniques de stabilités des talus.

I.2. Classification des mouvements [1]

De nombreuses classifications ont été proposées pour prendre en compte la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- o Types de terrain affectés.
- o Types de mouvements.
- o Vitesse des processus.
- o Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- o Glissements
- o Coulées.
- o Eroulement.
- o Fluages.

I.2.1. Les écroulements

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches [14]. Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense. [2].

I.2.1.1. Chutes de pierres et de blocs

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre: $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc: $\emptyset > 50\text{cm}$). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération.

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s, dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche .



Figure I.1. Chute d'une pierre

I.2.1.2. Eboulements

Lors d'un éboulement, un volume de roche important, se fragmente plus ou moins rapidement, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler

I.2.1.3. Ecoulement

Lors d'un écoulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées de plus de 40m/s et de très grandes distances de transport pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres. Compte tenu des grands volumes concernés, les écoulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues.

En cas de rupture catastrophique d'un barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.

I.2.2. Le fluage

Il s'agit du mouvement lent du sol sans modification des efforts appliqués [14]. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture contrairement aux glissements : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La Figure I-2 montre le mécanisme du phénomène de fluage

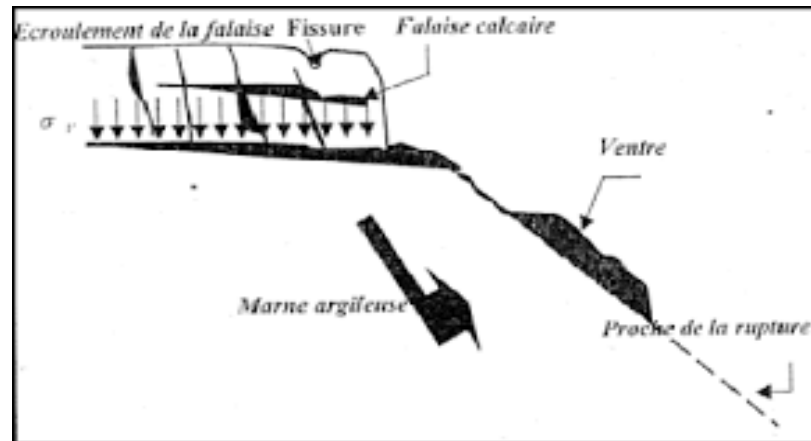


Figure I.2. Le phénomène de fluage

Un cas spécial de fluage est la solifluxion

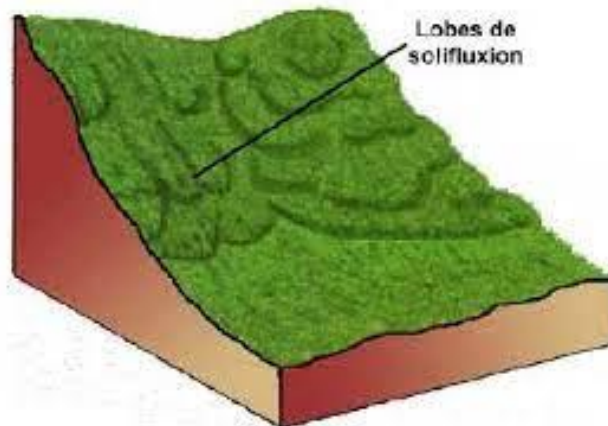


Figure I.3. Phénomène de solifluxion

I.3. Les glissements

Un glissement de terrain est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement. Arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes ou sentiers déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain. [3]

Un glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes qui sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant.

Dans un terrain incliné, la cause peut-être, par exemple, des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et/ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.), une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contreponds du pied de versant (érosion par un cours d'eau ou aménagement anthropique).

Il faut souligner l'importance du rôle de l'eau dans les glissements de terrain. Sa présence au niveau de la surface de glissement semble être un facteur clef du processus de glissement. En *outré, un sol* dont la teneur en eau dépasse un certain seuil à une cohésion entre les grains réduite, voire nulle.

Les glissements affectent les matériaux meubles, faiblement cohérents (marnes, argiles..), et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures). Ils sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènements, la rupture est parfois précédée de signes précurseurs (éléments morphologiques), mais peut être également très brutale. Les glissements affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et de génie minier.

Et selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- o Glissement plan.
- o Glissement rotationnels simple.
- o Glissement rotationnel complexe (composé).

I.3.1. Les caractéristiques morpho métriques d'un glissement de terrain

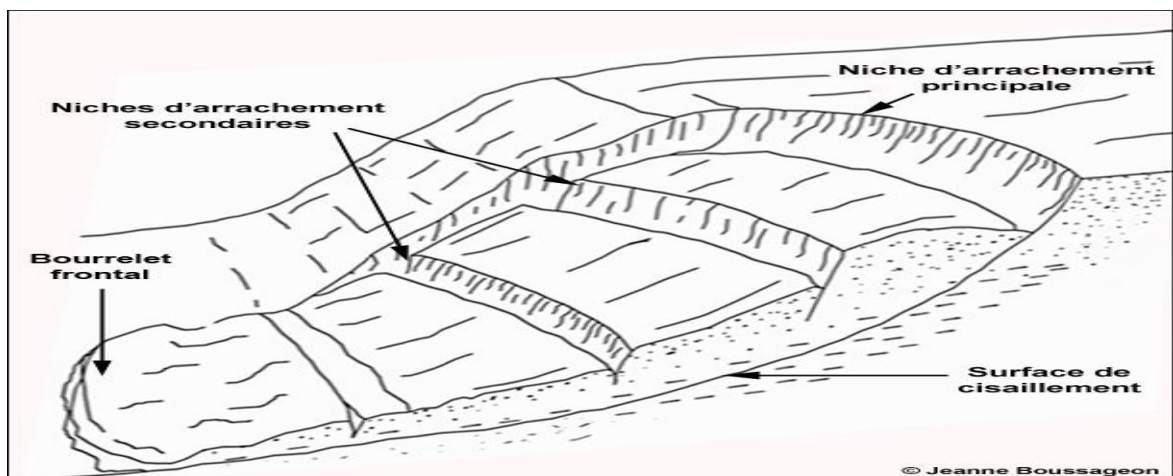


Figure I.4. Description des éléments morphométriques et morphologique composant un glissement terrain.

I.3.2. Le glissement plan

Dans le cas des glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est plane. Des couches ou des ensembles de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale. Un niveau marneux ou argileux est un exemple fréquent de couche plus faible. Une morphologie en dip-slope (lorsque le pendage des couches est très proche de l'inclinaison du versant) est également favorable à l'occurrence d'un glissement translationnel.

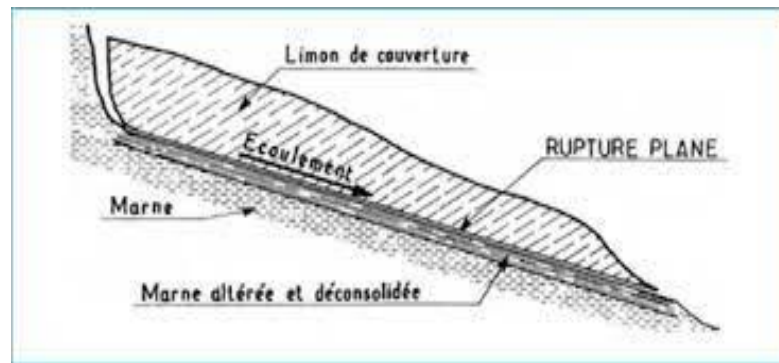


Figure I.5. Mécanisme de rupture plane du talus

Par rapport au glissement rotationnel, il y a mise en mouvement dès lors que le poids de la masse instable dépasse les forces de friction. Si $S_a - F_{ra} > 0$ alors il y a glissement, sinon la masse est stable.

Les surfaces affectées par un glissement plan peuvent s'étendre sur plusieurs km²

I.3.3. Le glissement rotationnel

La géométrie classique d'un glissement rotationnel est illustrée par la figure I.6. La surface de glissement est de forme circulaire, concave. La zone de départ du glissement est caractérisée par une brusque rupture de pente (escarpement de départ) et par la présence de fissures et éventuellement d'une morphologie en gradins. La surface même du glissement présente une topographie bosselée caractéristique. Dans la partie aval, on retrouve une morphologie en bourrelet : le pied du glissement. La masse de terrain descendue subit des contraintes de compression importantes et est fortement déstructurée. Lorsqu'il y a une forte teneur en eau, la limite de liquidité peut rapidement être atteinte et on peut voir le glissement évoluer en une coulée boueuse. [4]

Les dimensions des glissements rotationnels varient de quelques mètres à plusieurs kilomètres. En effet un glissement rotationnel peut affecter un simple talus routier ou un versant dans son entier

Les petits glissements superficiels peuvent être assez rapides (m/s) mais se produisent sur un court laps de temps. Par contre les glissements plus importants sont souvent assez lents (cm/an - m/an) mais leur vitesse peut aller jusqu'à plusieurs mètres par jour en période de crise. En outre leur activité se poursuit sur plusieurs années voire plus.



Figure I.6 .Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale

I.3.3.1 Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus fréquent, la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre, l'analyse du risque par les calculs est alors abordable par les méthodes classiques.

La figure I.7 représente un tel glissement, il est caractérisé comme suit :

- En tête des fissures de traction.
- Un escarpement correspondant à l'amont de la surface de glissement.
- A la base un bourrelet formé par des matériaux glissés.

La figure présente une coupe dans la partie centrale du glissement, l'intersection de cette coupe avec la surface de glissement (surface de rupture) est appelée ligne de glissement.

Le plus souvent la ligne de glissement peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire

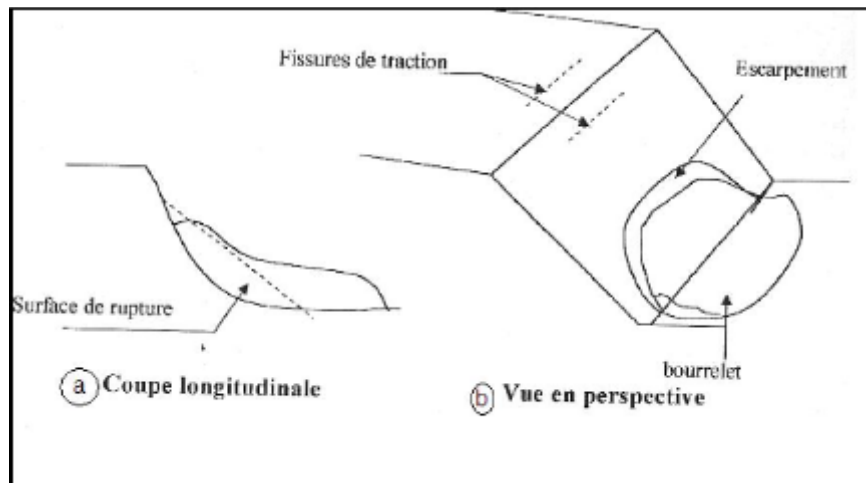


Figure I.7. Glissement circulaire simple

I.3.3.2 Glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. Figure I.8 glissements successifs emboîtés.

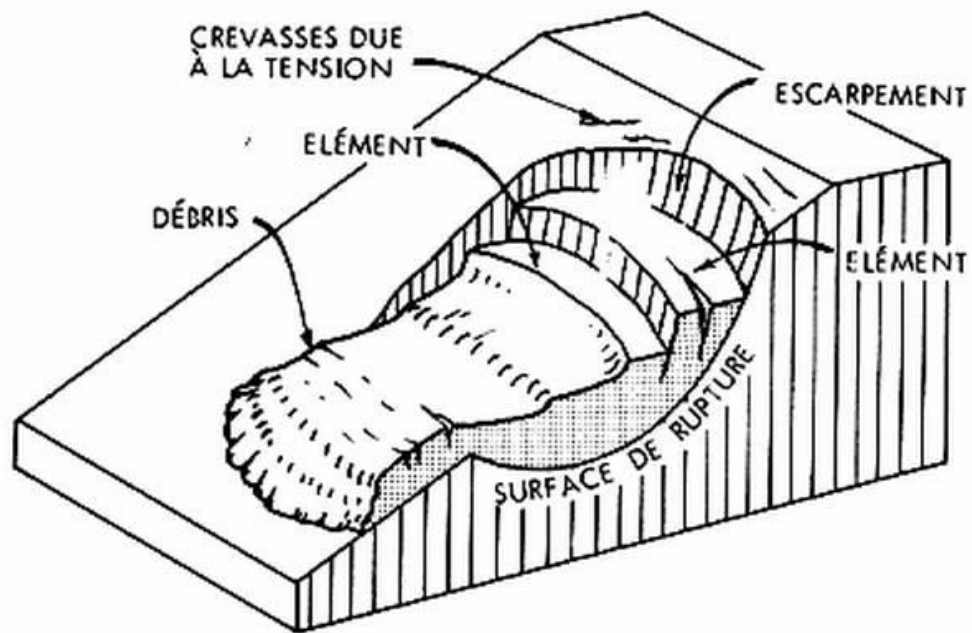


Figure I.8. Glissements successifs emboîtés

Les causes de déclenchement

C'est le résultat de l'activité intense de l'eau qui est engendrée par une pluviométrie intense, soit par l'action retardée des eaux de pluie sur la nappe de fracture. On observe en général la formation d'une marche d'escalier à l'amont et d'un bourrelet de pied à l'aval.

I.4. Les coulées

Les coulées résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés peu ou non-consolidés qui s'écoulent plus ou moins rapidement suivant leurs teneurs en eau. Sur de nombreux points, le profil de distribution des vitesses ressemble à celui d'un fluide visqueux.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion représente l'aspect pénalisant du

phénomène compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau, joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

- Présences de sources.
- Fortes précipitations.
- Fonte des neiges brutales, etc.).

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie, la coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers.

Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles, elles peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h



Figure I.9 .Schéma représentatif d'une coulée boueuse

Ces processus peuvent parfois être précédés de phénomènes de fluage. Il s'agit d'une déformation irrégulière se développant sur des pentes faibles, sa vitesse est lente et continue dans le temps évoluant sous une contrainte constante. Ce phénomène évolue de façon non perceptible, jusqu'à une accélération qui conduit à la rupture.

I.4.1. Les caractéristiques morphologiques des coulées boueuses

Les coulées se décomposent en trois parties essentielles:

- o Une zone source : zone en forme de cuvette.

o Une zone de transition : chenal, limité par des levées latérales et alimenté par la zone source où transitent les matériaux mobilisés.

o Une zone d'accumulation: zone de faible pente où les matériaux ont tendance à s'accumuler.

Et en fonction du type de matériau mis à contribution dans le mouvement de masse, on distingue trois sous classes d'écoulements :

❖ Les écoulements de blocs ou "rock flow"

Les déformations se concentrent le long de discontinuités préexistantes entraînant le mouvement de blocs vers le pied du versant.

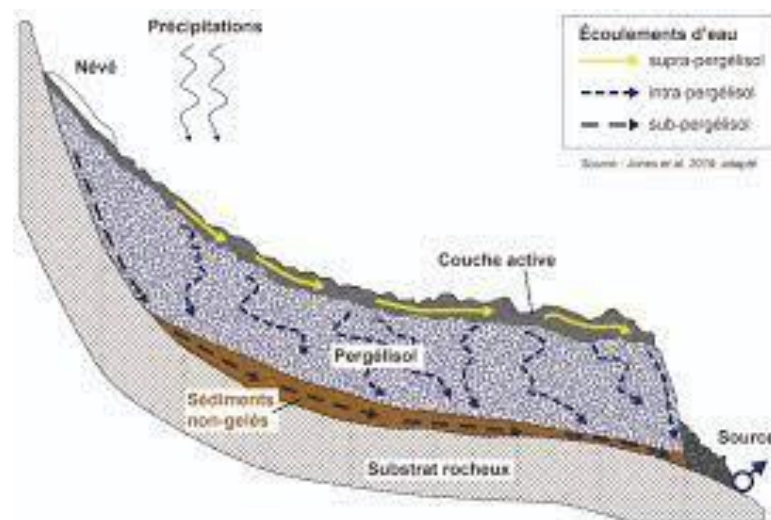


Figure I.10. Ecoulements de blocs et fluage

❖ Les écoulements de débris ou "debris flow"

Le matériau mis à contribution dans ce genre d'écoulement est constitué d'un haut pourcentage en particules grossières.

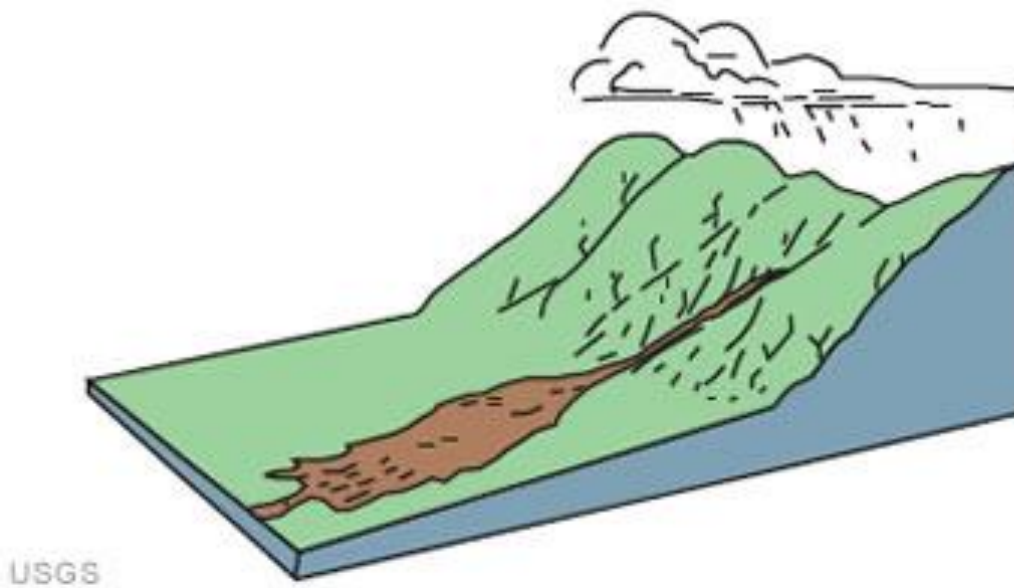


Figure I.11. Ecoulements des débris

❖ Les écoulements de sols ou "earth flow"

Les écoulements de sols ou "Earth Flow" sont caractérisés par un transport à l'état visqueux de matériaux riches en particules fines (50% au minimum). Les écoulements de sols les plus communs sont :

Les coulées boueuses "Mud Flow", se développent sur des matériaux fins comme le sable, les silts ou les argiles. Elles se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau.

Les coulées torrentielles "Rapid Earth Flow", se produisent en présence de matériaux fins à argileux dans le lit de torrents au moment des crues. La vitesse de ce processus est influencée par la teneur et le type d'argile, le degré d'altération, et la teneur en eau des terrains affectés.

Les coulées sèches "Dry Flow", se dit des écoulements de matériaux superficiels peu ou non saturés. Le déclenchement est souvent dû à une sollicitation mécanique tel un séisme.

Indépendamment du type de matériaux constituant le versant, un autre type de mouvement est attribué aux écoulements : il s'agit du phénomène de solifluxion. Il peut

être dû à une alternance gel/dégel. C'est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles. La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. Cependant, elle n'affecte que de faibles épaisseurs.

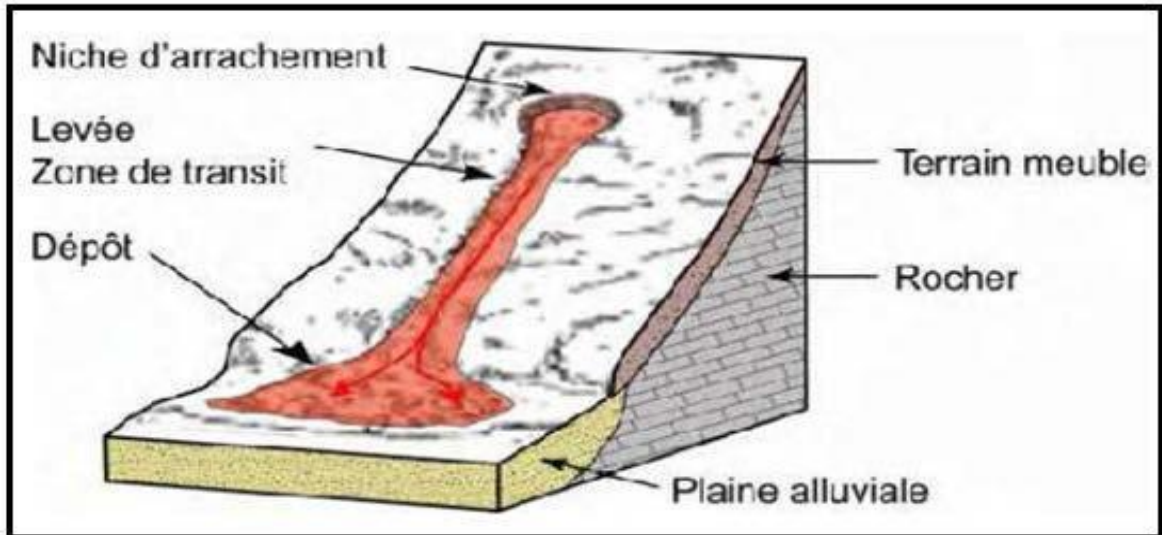


Figure I.12. Coulée boueuse [6]

I.5. Dynamique du glissement

La vitesse de glissement d'un terrain permet de distinguer les glissements permanents des glissements spontanés.

I.5.1. Glissement de terrain permanent

Mouvement régulier vers l'aval sur une longue période. La masse se déplace le long d'une surface de glissement existante.

I.5.2. Glissement de terrain spontané

Mouvement relativement rapide vers l'aval de terrain meuble et/ou de roche suite à un déclenchement subit. Contrairement au glissement permanent, le glissement spontané forme toujours une nouvelle surface de glissement ou zone de rupture (coulée de boue par exemple).

I.6. Phases des glissements

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

I.6.1. Glissements de terrain actifs

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec phases de successives d'accélération.

I.6.2. Glissements de terrain réactif

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

I.6.3. Glissements de terrain inactifs

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

I.6.3.1. Glissements bloques

La masse de glissement s'est déplacée au cours d'une année mais elle ne progresse plus.

I.6.3.2. Glissements latents

La masse est immobile mais susceptible de connaître d'autres mouvements.

I.6.3.3. Glissements abandonnés

Aucun mouvement n'est à prévoir prochainement puisque la masse n'est plus influencée par les facteurs qui l'ont déclenchée.

I.6.3.4. GLISSEMENTS STABILISES:

Les facteurs déclencheurs ont été enrayés grâce à des mesures d'assainissement.

I.7. La classification du glissement 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.

I.7.1. Selon la vitesse

La figure I.13 présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse de glissement à long terme

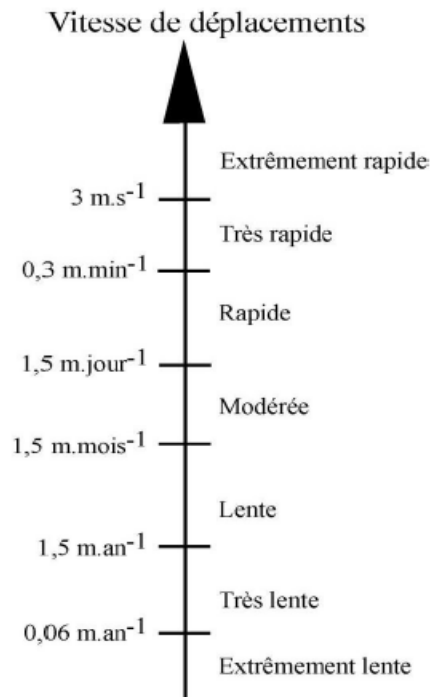


Figure. 1.13.Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement VARNES[6]

I.7.2. Selon la profondeur

Le tableau I.1 présente la classification du glissement de terrain selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau I. 1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

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

I.8. Le risque du glissement de terrain

I.8.1. Notion et principes de 'risque'

Le risque découle soit d'un processus catastrophique, soit de dommages importants infligés à la fois à une population, ses biens et son infrastructure. Le risque majeur est la possibilité qu'un événement d'origine naturelle ou anthropique puisse engendrer des effets pouvant mettre en jeu un grand nombre de personnes, occasionner des dommages importants et dépasser les capacités de réaction de la société. L'existence d'un risque majeur est caractérisée par sa faible fréquence et par son énorme gravité. Elle est liée : D'une part à la présence d'un événement, qui est la manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique ; D'autre part à l'existence d'enjeux, qui représentent l'ensemble des personnes et des biens (ayant une valeur monétaire ou non monétaire) pouvant être affectés par un phénomène. Les conséquences d'un risque majeur sur les enjeux se mesurent en termes de vulnérabilité

I.8.2. Le danger

Un danger est une source de dommage potentiel, ou la situation dont le potentiel est d'occasionner des dommages, en termes de blessures pour l'homme ; dommages des biens, de l'environnement, et d'autres valeurs ou biens ou une combinaison des facteurs ci-dessus.

I.8.3. La probabilité

La probabilité d'occurrence d'un glissement de terrain est une estimation de la chance de l'occurrence du phénomène. L'estimation de la probabilité est exprimée quantitativement, par un nombre allant de 0 (le glissement de terrain ne surviendra pas) à 1 (le glissement est sûr de survenir). Le terme de « vraisemblance » est employé pour fournir une estimation qualitative de la probabilité, appelé évaluation de probabilité. Les estimations de la vraisemblance sont en général exprimées à l'aide des termes qualitatifs, tels que très bas jusqu'à très haut ou très peu probable ou presque sûr. Les termes quantitatifs doivent être précisément définis afin d'éviter toute ambiguïté.

I.8.4. L'alea

L'alea est un phénomène qui peut engendrer des dommages. Il représente un événement menaçant ayant une probabilité d'occurrence dans une région au cours d'une période donnée. L'alea glissement de terrain consiste à évaluer la probabilité en un site ou

une région, d'être exposé à un mouvement de masse ayant des caractéristiques données et à exprimer ces caractéristiques sous forme de paramètres relatifs au mouvement du sol.

I.8.5. La vulnérabilité

La vulnérabilité traduit un degré de perte par une quantification des dommages infligés à une région (de 0 % à 100 %), en conséquence ou suite à un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels. La vulnérabilité aux glissements de terrain serait donc l'aptitude des constructions et des infrastructures à subir des dégâts à cause d'un glissement de terrain

I.9. Causes d'instabilités

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les prédispositions ("facteurs passifs ") et les facteurs préparatoires et déclenchant.

I.9.1. Prédispositions

I.9.1.1 La géologie

- la lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.
- La structure (le pendage, la présence de joints, de stratification, de plis, de schistosité qui constituent des zones de faiblesse dans un massif)
- l'histoire du versant : un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être instable à nouveau.

I.9.1.2. La pente

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [5].

I.9.1.3. L'orientation

On a également pu constater qu'il y a beaucoup plus de glissement sur les versants exposés au Nord de l'Algérie

I.9.1.4. La végétation

La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices.

I.9.1.5. Le contexte hydrogéologique et hydrographique

Cela concerne, d'une part, la perméabilité du massif, les circulations d'eausouterraine, le drainage (hydrogéologie) et, d'autre part, le réseau hydrographique : ruissellement, proximité d'une source, d'un torrent, et leur potentiel érosif

I.9.1.6. Le contexte climatique

Soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

I.9.2. Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes)

I.9.2.1. Le climat causes hydriques

- L'infiltration d'eau dans un terrain (pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité...) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de ce fait, moins de résistance au cisaillement et peut se liquéfier.

- Avec une importante présence d'eau, des surpressions peuvent se produire sous des blocs ou sous le terrain lui-même, notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.

- Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

I.9.2.2. Le climat causes thermiques

- Alternance de phases de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie).
- Dégradation du pergélisol des montagnes, avec le réchauffement global.

La cryoclastie, appelée aussi gélifraction, est un processus d'altération des roches dû à l'alternance de cycles de gel et de dégel. L'eau s'infiltré dans les vides de la roche. En

gelant, elle augmente en volume de 9%, ce qui va créer une pression à l'intérieur de la roche. Au fur et à mesure des cycles de gel et de dégel, les fissures deviendront de plus en plus importantes jusqu'à la désagrégation de la roche

I.9.2.3. Causes mécaniques : vibrations

- Sismicité/vibrations dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
- Phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations ; certains matériaux comme les argiles, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

On dit d'un matériau qu'il est thixotrope si, en réponse à une contrainte (agitation mécanique, ondes sismiques, cisaillement) sa viscosité diminue fortement. Autrement dit, il passe de l'état solide à l'état liquide.

On peut citer quelques exemples de fluides thixotropes:

- Les suspensions naturelles d'argile (Bentonite).
- Les bétons autoplaçants.
- Certaines boues de forage pétrolier.
- Certaines solutions de polymères.

I.9.2.4. Causes mécaniques: modification de la géométrie

L'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et de facteurs déclenchant (Figure. I.14).

Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant (zone frein) par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente (zone moteur) par exemple lors de la construction d'un bâtiment (Figure I.14)

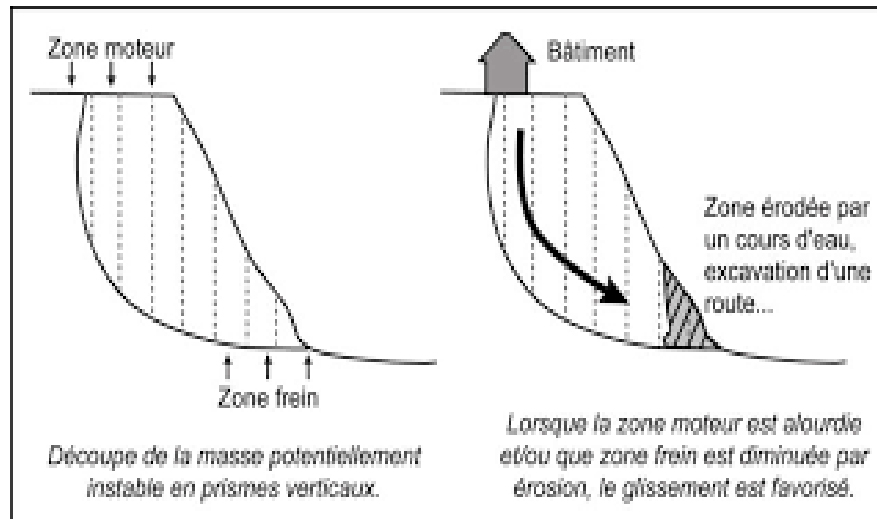


Figure. 1.14. Modification de la géométrie

I.10. Les méthodes de calculs des coefficients de sécurités et les méthodes de stabilité des talus

I.10.1. Le coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Celui-ci est défini comme étant le rapport entre la résistance au cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement [7]

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

Avec :

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

$$\tau_{\max} = C + \sigma g \varphi$$

τ désigne la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Si $F_s < 1$: le massif unstable

Si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre limite

Si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif sera stable

I.10.2. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe précédent est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

I.10.3. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) [8]

On décompose la masse en mouvement en tranches verticales dont on étudie l'équilibre statique.

Équilibre de chaque tranche :

- Projection sur Ox: $dH + N' \cdot \sin \alpha - T' \cdot \cos \alpha = 0$ n équations
- Projection sur Oy: $dV + N' \cdot \cos \alpha - T' \cdot \sin \alpha = Wn$ équations
- Moment global : $S[T' \cdot R] = S[M(Wi)]$ 1 équation

Coefficient de sécurité : $F = \frac{N' \cdot \tan \varphi' + C' \cdot ds}{T}$ n équations

Soit au total : $3n + 1$ équations

$4n - 1$ inconnues : $n-1$ fois H_i et V_i , n fois N'_i et T'_i , et F

Nécessité d'hypothèses complémentaires (différence entre les multiples méthodes de calcul: Bishop et Fellenius) .

I.10.4. Méthode de Fellenius (1927) [9]

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (figure I.15)

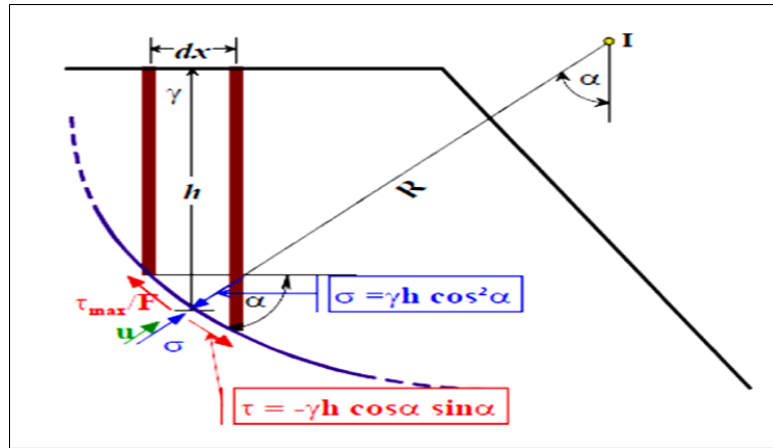


Figure I.15. :Équilibre d'une tranche de sol .[9]

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos 2\alpha$$

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

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

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (\text{I.6})$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \tan \phi' + C'$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) - u] \tan \phi' + C'}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \sin \alpha$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan. Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{[(\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i - u_i) \tan \phi'_i + C'_i] ds}{F} \times R = \sum_{i=1}^{i=n} [(\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \times ds_i] \times R$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left([\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i - u_i] \text{tg} \phi'_i + C'_i \right) ds_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \times ds_i}$$

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

$$W_i = \gamma_i \times h_i \times dx_i \quad \text{Avec} \quad dx_i = ds_i \times \cos \alpha_i \quad \text{d'où :}$$

$W_i = \gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times ds_i$ et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \times \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \text{tg} \phi'_i + \frac{C'_i \times b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i}$$

I.10.5. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) [9]

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$

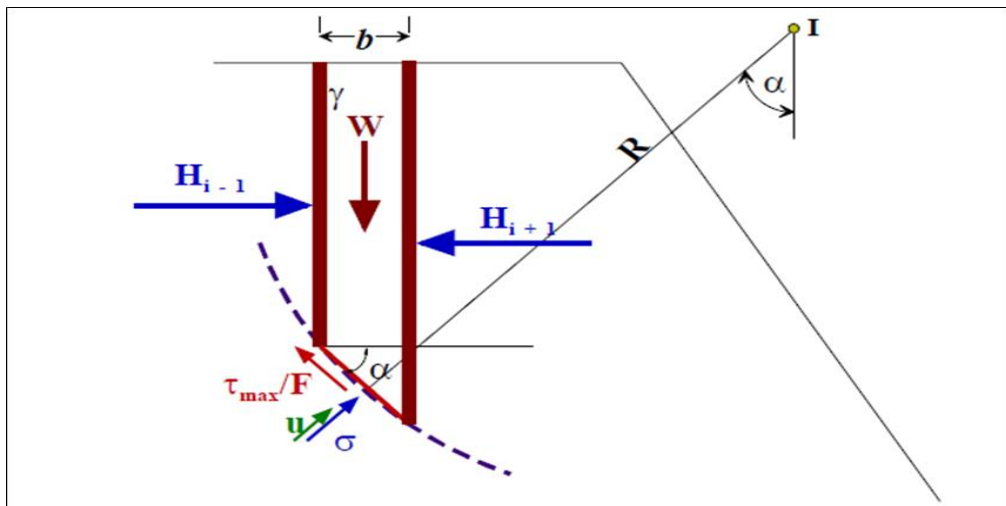


Figure I. 16: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié) [9]

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u) \text{tg} \phi'}{F} + \frac{C'}{F}$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' \times b \times tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C'}{F} \times b \times tg\alpha \right)$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F} \sum_{i=1}^{i=n} [(\sigma'_i \times tg\varphi'_i) + C'] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F :

$$F = \left(\frac{\sum [W_i - (u_i \times b_i) tg\varphi'_i] + (c'_i \times b_i)}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{tg\varphi'_i}{F}} \right) \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i}$$

La valeur initiale du coefficient F est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius, on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

✓ **Comparaison entre la méthode de FELLENIUS et la méthode de BISHOP Simplifiée.**

La méthode de Bishop simplifiée est probablement la méthode la plus utilisée (mais elle nécessite sa programmation sur ordinateur) ;

La méthode Bishop simplifiée donne des résultats très satisfaisants dans la plupart des cas ;

La méthode de Bishop Simplifiée sous-estime le Fs (méthode conservative) mais il est peu probable que l'erreur dépasse 7% et dans la plupart des cas, elle est inférieure à 2% ;

La méthode de FELLENIUS est rarement utilisée à cause de son caractère très conservatif.

Le Fs calculé par la méthode de Bishop simplifiée est plus grand que celui de Fellenius ;

Les deux méthodes n'aboutissent pas au même cercle critique ;

L'analyse de la stabilité des pentes par des méthodes plus rigoureuses qui tiennent compte des forces agissantes sur les tranches montre que les résultats de la méthode de Bishop simplifiée sont très proches à ceux déterminés par ces méthodes.

I.10.6. Méthodes numériques d'étude de la stabilité (contraintes déformations)

L'objectif de la modélisation "au sens large" en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe.

La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante.

Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place, car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes, aux déformations et aux déplacements.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par:

- ✓ le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;
- ✓ le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;
- ✓ le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.

Le choix du couplage hydraulique-mécanique. Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de

sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions "déplacement".

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile, voire nécessaire, à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire, « elles sont aujourd'hui populaires ».

Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons:

- ✓ La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.
- ✓ La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Naylor (1982a) a appelé cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre limite ne cesse d'évoluer.

I.10.6. Méthode des éléments finis

Cette méthode permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments qui sont caractérisés par un comportement élasto-plastique et à propriétés physiques variables.

La méthode des éléments finis ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes ainsi que les déformations aux nœuds des éléments.

Le calcul peut être mené les programmes généraux d'élément fini, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que :

- ✓ PLAXIS
- ✓ CRISP
- ✓ CESAR
- ✓ OASYS

I.10.7. Techniques de stabilisation [10]

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation.

Ces techniques peuvent être classées en trois (3) catégories :

- Les terrassements ;
- Les dispositifs de drainage ;
- L'introduction d'éléments résistants

I.10.7.1. Les terrassements

Ils comportent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre. [10].

I.10.7.2. Les dispositifs de drainage

L'eau joue très souvent un rôle déterminant dans "le déclenchement" des glissements de terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable. [10]

➤ **Drainage de surface**

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.).[10]

➤ **Drains subhorizontaux**

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un

dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. [10]

➤ **Tranchées drainantes**

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. [10]

➤ **Drainage profond**

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe [22], il peut s'agir de :

- ✓ Drains subhorizontaux ;
- ✓ Drains siphons ;
- ✓ De galerie drainante ;
- ✓ De drains ou puits verticaux.

I.10.7.3.L'introduction d'éléments résistants

I.10.7.3.1. Les pieux

a) Définition des pieux

Les pieux ou aussi appelés inclusions verticales sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction les pieux sont des éléments de fondation apparentés à des colonnes minces installés dans le sol qui ont pour but de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions, satisfaites de stabilité et de tassement , donc On a recourt à ce type de fondation lorsque [11][12]

- Les couches superficielles présentent une faible force portante.
- Les fondations doivent supporter un soulèvement excessif (cas des grands bâtiments soumis au vent ou au séisme, éolienne, etc...).
- Pour limiter le tassement de la structure

b) Les différents types de pieux

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classes en deux grandes catégories :

- Des pieux refoulant le sol.
- Des pieux sans refoulement du sol.

- Pieu à refoulement

- Pieu sans refoulement



Figure I.17 : Effet de pieu sur le terrain [13].

- Voici un organigramme qui montre les différents types des pieux :

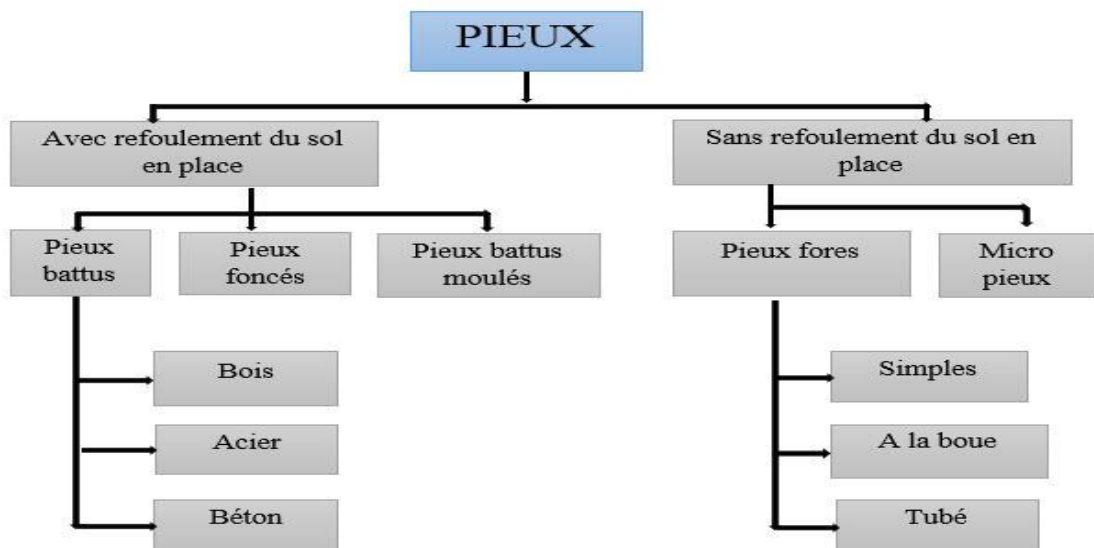


Figure I.18 : Les différents types des pieux .

b.1) Pieux battus

Ces pieux peuvent être en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chacun a sa propre branche.

- Les pieux en bois : Ce type de pieu, est beaucoup moins utilisé actuellement, car la plupart des bois présentent l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés.



Figure I.19: Pieux en bois



Figure I.20 : Pieux en acier



Figure I.21 : Pieux en béton armé

b.2) Pieux battus moulés

Le pieu battu moulé dans le sol sur plaque est un pieu cylindrique en béton, réalisé par le battage d'un tube en acier, récupérable et fermé dans le bas par une plaque perdue [15].

b.3) Pieux forés

Ces pieux sont réalisés par extraction du sol, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation.

b.4) Micro pieux

La technique des micro pieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petit diamètre scelle au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micro pieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargie aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section [16].

I.10.7.3.2. Rideau de palplanche

Une palplanche (composé de pal et planche) était une planche servant à consolider une galerie de mine afin d'éviter les éboulements.

Le mot désigne généralement aujourd'hui un pieu profilé conçu pour être battu en terre ou dans le sédiment et s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures.

Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable.

a) Type des rideaux de palplanches

Il existe en pratique un éventail assez large de produits disponibles sur le marché, adaptés chacun aux différentes applications. La liste suivante répertorie les plus répandus :

- Les palplanches « en Z »
- Les palplanches « en U »
- Les palplanches plates
- Les rideaux de coffrage
- Les rideaux mixtes tubes palplanches
- Les rideaux mixtes HZ

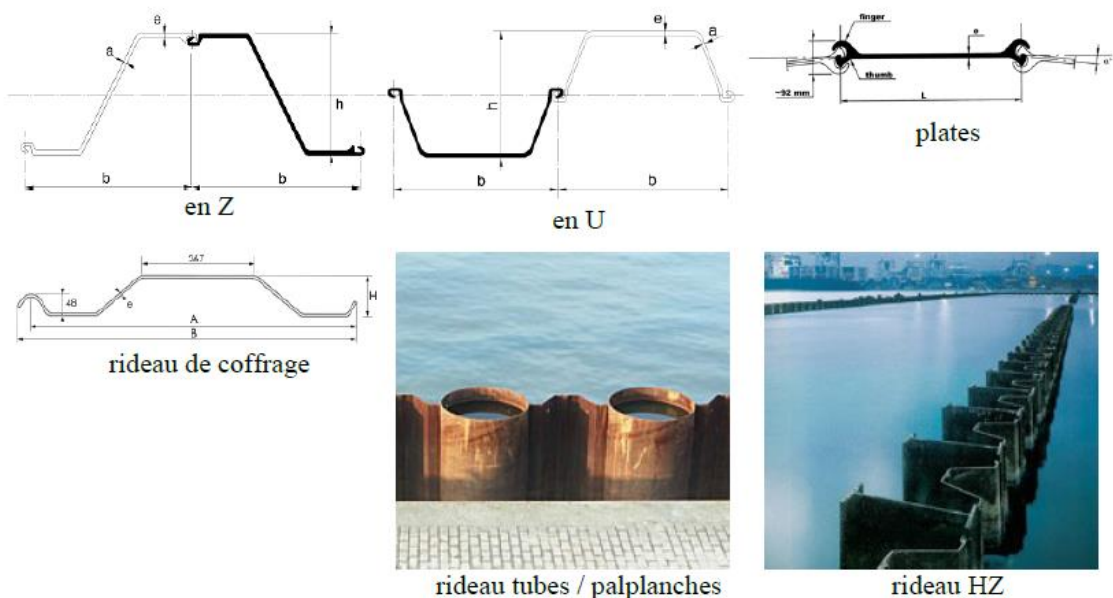


Figure I.22. Type de palplanche.

Les profils les plus couramment employés sont ceux en U et en Z, car ils présentent une grande inertie et sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont un profil à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans les cas où le mur est soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).

I.11. Conclusion

Ce chapitre est consacré à une classification des mouvements de terrains pour distinguer quatre types principaux (les écroulements et les éboulements, les glissements, les coulées boueuses, le fluage et la solifluxion), et afin de compléter cette classification on a donné les caractéristiques morphométriques de chaque mouvement, on a aussi vu les différents facteurs qui peuvent les déclencher, qu'ils soient actifs ou passifs, cela pour mieux évaluer le risque en face d'un éventuel mouvement de terrain.

Le relief géographique, la topographie, la lithologie, ont toutes une incidence directe sur les mouvements de terrains, mais la cause principale de leur déclenchement est la présence d'eau.

Dans le chapitre suivant, nous allons décrire le site à étudier dans notre mémoire, dans le but de tracer une coupe lithologique de terrain pour trouver une solution optimale du glissement.

CHPITRE II

ETUDE ET RECONNAISSANCE GEOTCHNIQUE

II.1. Introduction

Les glissements de terrains sont des phénomènes complexes et très dangereux par leurs conséquences, le passage de l'état stable à l'état instable d'un terrain en pente peut être causé par plusieurs facteurs : géographique, morphologique, géologiques et humains.

Ce travail consiste en l'étude d'un glissement de terrain survenue le long de chemin de wilaya N° 8 CW08 sur 1.5Km du Lot N°01, entre Médéa et Béni Atelli (wilaya de Médéa). C'est un glissement qui s'est manifesté plusieurs fois dans le passé faute de solutions de stabilisation inadéquates exécutées (remblaiement, gabionnage mal ancré, non prise en charge du drainage,..., etc.).

Notre travail vise à identifier les causes réelles de ce glissement, et de porter une réflexion sur les confortements possibles. Deux solutions de stabilisation seront étudiées en détail à travers leur conception, calcul et vérification de stabilité. La comparaison technico-économique permettra de choisir la meilleure solution.

II.2. Situation du site

Le glissement G1 affecte le CW08 au PK46+800, il est situé à proximité du chemin communal menant vers Chrachria. La figure II.1 montre la localisation du glissement.



Figure II.1. Photo satellitaire du site

Les coordonnées GPS sont les suivantes :

CW08	x	y	<i>altitude</i>
PK 46+800	N40.15.960	E4.77.621	867m

II.3. Synthèse des désordres observés

Après les inspections sur le terrain, ils ont observé ce qui suit :

Les principaux désordres relevés sont:

- Dégradations de chaussée : fissures multiples et affaissements,
- Versant présentant des signes d'instabilité: ruptures au pied du versant, zone humide, bourrelet en contrebas de l'habitation (à 30m en aval de la route).
- Stagnations d'eaux le long des fossés longitudinaux en terre amont, désordres à la sortie du collecteur transversal.

a) *Dégradations de chaussée:*

La figure II.2 et II.3 montre les multiples fissures, suivies d'affaissement de la demi-chaussée en aval, les désordres affectent la chaussée sur une longueur de 100 m



Figure II.2: Fissures multiples et affaissement de chaussée.



FigureII.3 : Fissures multiples, affaissement de chaussée.

b) Versants:

La figure II.4 montre la présence d'une zone humide à proximité d'un bourrelet en amont de la chaussée.



FigureII.4 : Zone humide, bourrelet.

La figure II.5 montre les ruptures affectant le versant amont, elles sont situées à proximité de la zone humide.



Figure II.5 : Rupture affectant le versant.

c) Système d'assainissement:

Les figures II.6 montrent les ruptures affectant le muret situé à la sortie du collecteur transversal.



Figure II.6 : Rupture du muret.

La figure II.7 montre les fossés en terre longitudinaux amont et aval mal calibrés et mal entretenus. L'insuffisance de la pente favorise les stagnations des eaux de ruissellement.



Figure II.7 : Fossés en terre (amont, aval) mal entretenus.

II.4. Sismicité de la région

D'après le document officiel (RPA 99 REV.2003) règles parasismiques algériennes, la région de Médéa correspondant à la catégorie IIa avec ($A = 0,15g$) selon le groupe d'usage, nous rappelons qu'en absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismiques suivant :

$$\checkmark K_h = 0,5 A (\% g)$$

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA 99 REV.2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement pour notre sol on a pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de :

$$\diamond K_h = 0,5 (0,15) = 0,075$$

$$\diamond K_v = 0,3 K_h = 0,022$$

Le règlement parasismique algérien, divise le territoire en cinq (5) zones de sismicité croissante, soit :

- **Zone 0:** sismicité négligeable
- **Zone I:** sismicité faible
- **Zone IIa et IIb:** sismicité moyenne
- **Zone III :** sismicité élevée

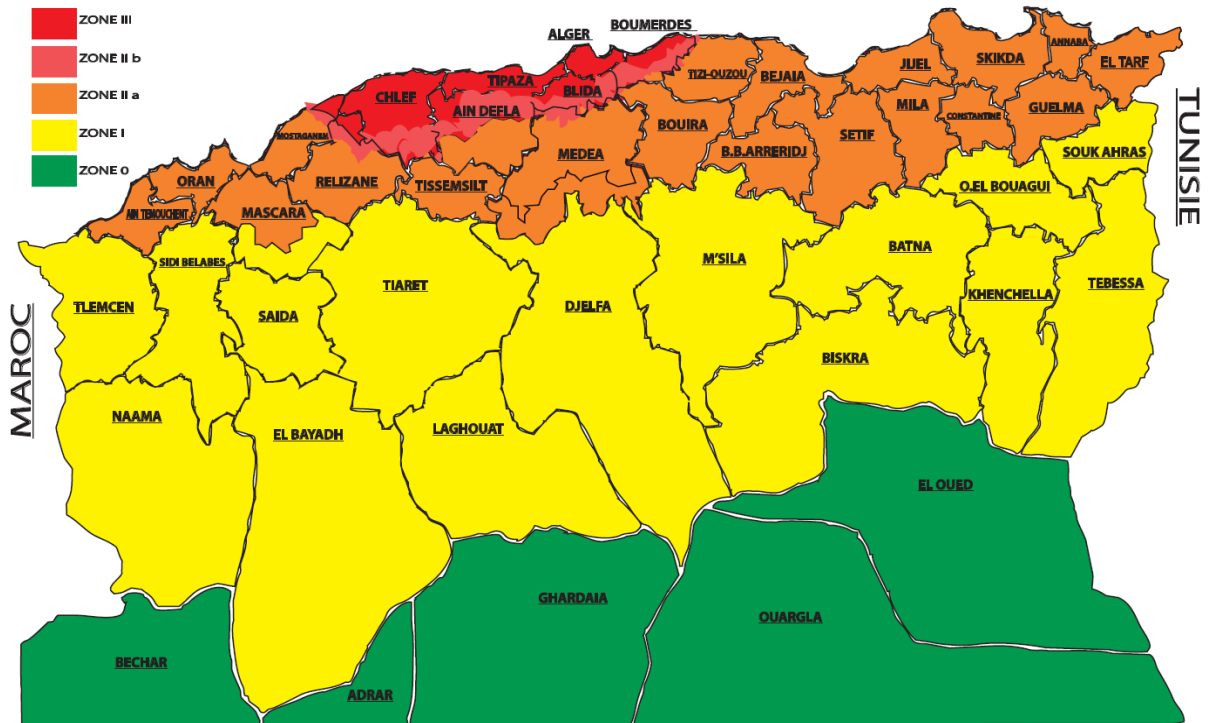


Figure II.8: Carte de zonage sismique de l'Algérie.

II.5. Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique

La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée sur le site comporte :

- Deux sondages carottés avec prises d'échantillons intacts, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le glissement.
- Une série de neuf (09) essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus, ils ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum. Les résultats des essais ont été calés avec les coupes de sondages.
- Des essais de laboratoire, ils ont été réalisés sur les échantillons intacts prélevés des sondages carottés. Les résultats ont permis la caractérisation des différentes couches constituant le terrain.

II.5.1. Essais de pénétration dynamique

Les essais de pénétration ont été exécutés suivant trois (03) profils sensiblement parallèles à l'axe de la route, deux profils ont été réalisés à proximité des sondages carottés, et le troisième sur la chaussée. Chaque profil comporte 3 essais pénétrométriques.

II.5.2. Sondages carottes

Le sondage SC 01 (de 10 m de profondeur) a été réalisé à 10m du bord amont de la chaussée, SC 02 (de 10 m de profondeur) à 20m en aval.

II.5.2.1. Description des coupes de sondages

Sondage SC 01 : Description lithologique du sondage *SC 01* :

0.0-1.2m : Argile limoneuse brune consistante,

1.2-5.5m : Argile limoneuse jaunâtre très consistante,

5.5-8.5m : Argile marneuse panachée à matrice sableuse compacte,

8.5-10m : Marne grisâtre indurée.



Figure II.9: Réalisation du sondage SC 01.

Sondage SC 02 : Description lithologique du sondage SC 02 :

0.0-0.8m : Terre végétale,

0.8-3.5m : Argile limoneuse brune consistante,

3.5-5.8m : Argile marneuse brun grisâtre très consistante,

5.8-10m : Marne grisâtre indurée.



Figure II .10: Réalisation du sondage SC 02

- **Photos des caisses des sondages :**



FigureII.11 : Caisses à carottes du sondage SC 01.



FigureII.12: Caisses à carottes du sondage SC 02.

- Sondage carotté SC02 :





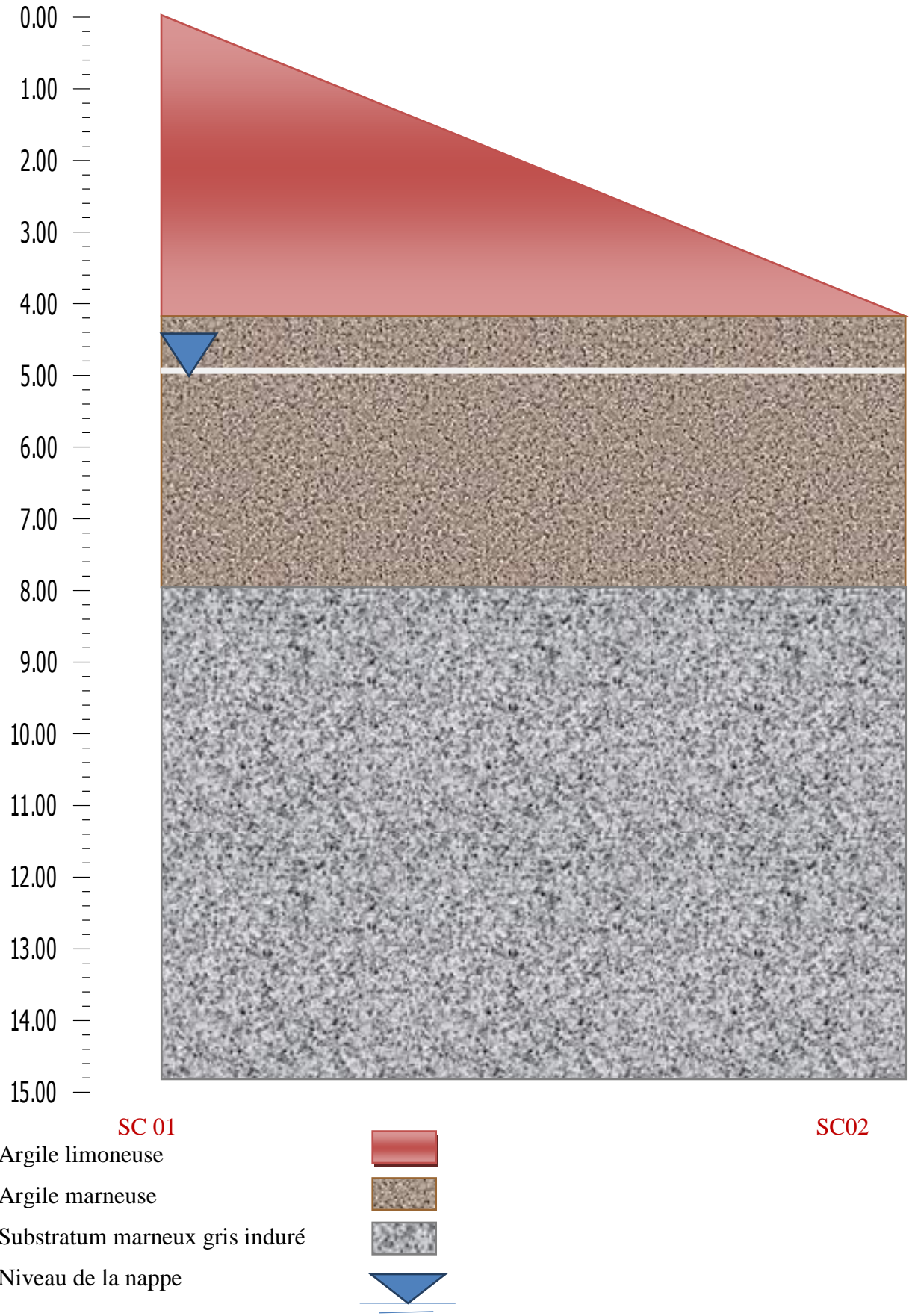
Profondeur	Litho.	Description	Niveau de la nappe
0.00		Terre végétale	
1.00		Argile limoneuse brune consistante	
2.00			
3.00			
4.00		Argile marneuse brun grisâtre très consistante	
5.00			
6.00		Marne grisâtre indurée	
7.00			
8.00			
9.00			
10.00			

Figure II.14 : Coupe lithologique du Sondage carotté SC 02

Le profil géologique du terrain Figure II.15 : Profil géologique du terrain



II.5.3. Essais de laboratoire

II.5.3.1. Essais physiques

Les essais ont permis la détermination des valeurs des paramètres physiques pour l'identification et la classification des matériaux, les essais réalisés sont :

- Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation,
- Analyses granulométriques,
- Mesure du degré de saturation,
- Mesure des densités,
- Limites d'Atterberg,
- Analyse chimique (taux de carbonates, taux de sulfates).

II.5.3.2. Essais mécaniques:

Les essais ont permis la détermination des caractéristiques mécaniques, en l'occurrence la cohésion (C) et l'angle de frottement (ϕ) des matériaux. Les essais réalisés sont :

- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande de type drainé CD.
- Essais de cisaillement au triaxial UU

II.5.3.3 / Résultats des essais de laboratoire:

a) ESSAIS PHYSIQUES

❖ Humidité :

ω : Teneur en eau γ_d : Poids volumique sec

γ_h : Poids volumique du sol humide S_r : Degré de saturation

Tableau II.1 : Les caractéristiques physiques

N° du Sondage	Profondeur (m)	γ_h (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	ω (%)	Sr (%)
SC 01	1,3 - 1,6	20,1	16,1	24,3	96,8
	3,4 - 3,7	20,8	16,9	22,2	100
	6 - 6,3	21,2	17,7	19,7	100
	7,5 - 7,7	21,4	18,7	14,2	86,5
	9,7 - 10	21,6	19	13,5	86,5
SC 02	2,7 - 3	20,5	16,9	21	95
	5,8 - 6	20,7	16,7	23,6	100
	7,5 - 7,8	21,5	18,5	16,2	95,2

❖ **Limites d'Atterberg :**

W_L : limite de liquidité, W_P : Limite de plasticité et I_P : Indice de plasticité

Tableau II.2 :Les limites d'Atterberg

SC N°	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
SC 0	1,3 - 1,6	44,6	19,4	25,2
	3,4 - 3,7	45,5	21	24,5
	6 - 6,3	50,4	19,4	31
	7,5 - 7,7	64,5	33	31,5
	9,7 - 10	40	18	22
SC 02	2,7 - 3	47,5	22	25,5
	5,8 - 6	60,6	23,1	37,5
	7,5 - 7,8	57,4	29,9	27,5

❖ **Granulométrie :**

- ✓ %<2mm: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.
- ✓ %< 80 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ

Le Tableau II.3 résume les résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2 mm et 80 (μ m)).

Tableau II.3 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 µm)

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC 01	1,3 - 1,6	-	-	Sol fin
	3,4 - 3,7	100	79	Sol fin
	6 - 6,3	100	76	Sol fin
	7,5 - 7,7	100	80	Sol fin
	9,7 - 10	100	70	Sol fin
SC 02	2,7 - 3	100	78	Sol fin
	5,8 - 6	100	83	Sol fin
	7,5 - 7,8	100	78	Sol fin

➤ **Sondage carotté SC 01**

• **Profondeur [3,4 – 3,7] m :**

Le tamisât (80µm)% = 79% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 79 = 21$$

21% des éléments qui sont > 0,08 ==> 21% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $W_L = 45,5\%$ et $W_p = 21$ d'où $I_p = W_L - W_p = 24,5\%$ ==> Argile peu plastique

• **Profondeur [6 – 6,3] m :**

Le tamisât (80µm)% = 76% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 76 = 24$$

24% des éléments qui sont > 0,08 ==> 24% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $W_L = 50,4\%$ et $W_p = 19,4$ d'où $I_p = W_L - W_p = 31\%$ ==> Argile très plastique

• **Profondeur [7,5 – 7,7] m :**

Le tamisât (80µm)% = 80% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 80 = 20$$

21% des éléments qui sont > 0,08 ==> 20% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $W_L = 64,5\%$ et $W_p = 33$ d'où $I_p = W_L - W_p = 31,5\%$ ==> Argile très plastique

- **Profondeur [9,7 - 10] m :**

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = 70% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m}) = 100 - 70 = 30$$

30% des éléments qui sont > 0,08 ==> 30% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $W_L = 40\%$ et $W_p = 18$ d'où $I_p = W_L - W_p = 22\%$ ==> Argile peu plastique

➤ **Sondage carotté SC 02**

- **Profondeur [2,7 - 3] m :**

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = 78% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m}) = 100 - 78 = 22$$

30% des éléments qui sont > 0,08 ==> 22% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

$W_L = 47,5\%$ et $W_p = 22$ d'où $I_p = W_L - W_p = 25,5\%$ ==> Argile peu plastique

- **Profondeur [5,8 - 6] m :**

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = 83% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m}) = 100 - 83 = 17$$

30% des éléments qui sont > 0,08 ==> 17% < 50% ==> sol fin D'où : la classification se

fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

$W_L = 60,6\%$ et $W_p = 23,1$ d'où $I_p = W_L - W_p = 37,5\%$ ==> Argile très plastique

- **Profondeur [7,5 - 7,8] m :**

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = 78% < 0,08mm

Donc :

$$R(80\mu\text{m}) = 100 - T(80\mu\text{m}) = 100 - 78 = 22$$

30% des éléments qui sont > 0,08 ==> 22% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

$W_L = 57,4\%$ et $W_p = 29,5$ d'où $I_p = W_L - W_p = 27,5\%$ ==> Argile très plastique

Tableau II.4: Représentation du résultat de classification du sol.

SC N°	Profondeur (m)	Classification du sol
SC 01	3,4 - 3,7	Argile très plastique
	6 - 6,3	Argile très plastique
	7,5 - 7,7	Argile très plastique
	9,7 - 10	Argile peu Plastique
SC 02	2,7 - 3	Argile peu Plastique
	5,8 - 6	Argile très plastique
	7,5 - 7,8	Argile très plastique

❖ **Caractéristiques chimiques**

Tableau II.5 : Caractéristiques chimiques

SC N°	Profondeur (m)	C _a CO ₃ (%)
SC 01	3,4 - 3,7	8
	6 - 6,3	25,5
	7,5 - 7,7	27,5
	9,7 - 10	50,50
SC 02	2,7 - 3	7,50
	5,8 - 6	20,60
	7,5 - 7,8	26,50

Les taux de carbonates varient entre 8% et **50,5%**, ces valeurs caractérisent deux classes de sols: argiles marneuses et marnes (**CaCO₃ ≥ 30%**).

b) ESSAIS MECANIQUE

❖ **Essais au triaxial :**

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Tableau II.6: Les données de l'essai triaxiaux de type UU

SC N°	Profondeur	Cohésion C_u (kPa)	Angle de frottement φ_u (°)
SC 01	3,4 - 3,7	43	13
	6 - 6,3	41	15
	7,5 - 7,7	40	16
	9,7 - 10	66	16
SC 02	2,7 - 3	47	12
	5,8 - 6	43	13
	7,5 - 7,8	49	11

II.6. Homogénéité :PremierCouche (Argile plastique)

II.6.1. Homogénéité des poids volumique γ

II.6.1.1. poids volumique sec γ_d

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [1,3-1,6] m et [3,4 -3,7] m

$$-\bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{16,1+16,9}{2} = 16,5 \text{ kN/m}^3$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(16,1 - 16,5)^2 + (16,9 - 16,5)^2}{2}} = 0,40 \text{ kN/m}^3$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{0,4}{16,5} = 0,024 \times 100 = 2,42\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$

II.6.1.2. poids volumique humide γ_h

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [1,3-1,6] m et [3,4 -3,7] m

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{20,1+20,8}{2} = 20,45 \text{ kN/m}^3$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(20,1-20,45)^2 + (20,8-20,45)^2}{2}} = 0,35 \text{ kN/m}^3$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,35}{20,45} = 0,017 \times 100 = 1,71\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h=20,45 \text{ kN/m}^3$

II.6.2. Homogénéité Teneur en eaux $\omega(\%)$

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [1,3-1,6] m et [3,4 -3,7] m

$$-\bar{\omega}\% = \frac{\Sigma\omega}{N} = \frac{24,3+22,2}{2} = 23,25 \%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(24,3-23,25)^2 + (22,2-23,25)^2}{2}} = 1,05 \text{ kN/m}^3$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{1,05}{23,25} = 0,045 \times 100 = 4,51\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne: $\omega=23,25 \%$

II.6.3. Homogénéité de degré de saturation S_r

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [1,3-1,6] m et [3,4 -3,7] m

$$-\bar{S}_r (\%) = \frac{96,8+100}{2} = 98,40\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(96,8 - 98,4)^2 + (100 - 98,4)^2}{2}} = 1,60\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{S}_r} = \frac{1,60}{98,4} = 0,016 \times 100 = 1,63\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r=98,4 \%$

II.6.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés

II.6.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u

On a une seule profondeur de sondage dans cette couche [3,4 - 3,7] m du premier sondage.

$$\varphi_u = 13^\circ$$

II.6.4.2. La Cohésion no drainé C_u

$$C_u = 43 \text{ kPa}$$

II.7. Homogénéité : Deuxième Couche (Argile marneuse)

II.7.1 Homogénéité des poids volumique γ

II.7.1.1. Poids volumique sec γ_d

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$- \bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{17,7+18,7+16,90}{3} = 17,77 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(17,7-17,77)^2 + (18,7-17,77)^2 + (16,9-17,77)^2}{3}} = 0,736 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{0,736}{17,77} = 0,0414 \times 100 = 4,14\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d = 17,77 \text{ kN/m}^3$

II.7.1.2. poids volumique humide γ_h

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$- \bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{21,2+21,4+20,5}{3} = 21,03 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(21,2-21,03)^2 + (21,4-21,03)^2 + (20,5-21,03)^2}{3}} = 0,386 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,386}{21,03} = 0,0183 \times 100 = 1,83\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 21,03 \text{ kN/m}^3$

II.7.2. Homogénéité Teneur en eaux $\omega(\%)$

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$- \bar{\omega} = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{19,7+14,2+21}{3} = 18,30\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(19,7-18,3)^2 + (14,2-18,3)^2 + (21-18,3)^2}{3}} = 2,95\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{2,95}{18,3} = 0,161 \times 100 = 16,12\% > 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur minimale: $\omega = 14,20\%$

II.7.3. Homogénéité de degré de saturation S_r

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$- \bar{S}_r (\%) = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{100+86,5+95}{3} = 93,83\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(100-93,83)^2 + (86,5-93,83)^2 + (95-93,83)^2}{3}} = 8,496\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{S}_r} = \frac{8,496}{93,83} = 0,0905 \times 100 = 9,05\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r = 93,83 \%$

II.7.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés

II.7.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$-\bar{\varphi}_u (\%) = \frac{\Sigma \varphi_u}{N} = \frac{15+16+12}{3} = 14,33\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(15-14,33)^2 + (16-14,33)^2 + (12-14,33)^2}{3}} = 1,70\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\varphi}_u} = \frac{1,70}{14,33} = 0,118 \times 100 = 11,86\% > 10\%$$

Donc : le sol n'est pas homogène donc on prend la valeur minimale : $\varphi_u = 12^\circ$

II.7.4.2. La Cohésion no drainé C_u

- On a deux profondeurs de premier sondage dans cette couche de [6-6,3] m et [7,5-7,7] m et une profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [2,7-3].

$$-\bar{C}_u (\%) = \frac{\Sigma C_u}{N} = \frac{41+40+47}{3} = 42,67 \text{ kPa}$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(41-42,67)^2 + (40-42,67)^2 + (47-42,67)^2}{3}} = 3,09 \text{ kPa}$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{C}_u} = \frac{3,09}{42,67} = 0,0724 \times 100 = 7,24\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $C_u = 42,67 \text{ kPa}$

II.8. Homogénéité : Troisième Couche (Marne argileuse)

II.8.1 Homogénéité des poids volumique γ

II.8.1.1. Poids volumique sec γ_d

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{\gamma}_d = \frac{\Sigma \gamma_d}{N} = \frac{19+16,7+18,50}{3} = 18,07 \text{ kN/m}^3$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(19-18,07)^2 + (16,7-18,07)^2 + (18,5-18,07)^2}{3}} = 0,988 \text{ kN/m}^3$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{0,988}{18,07} = 0,0547 \times 100 = 5,47\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d = 18,07 \text{ kN/m}^3$

II.8.1.2. poids volumique humide γ_h

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{21,6 + 20,7 + 21,5}{3} = 21,27 \text{ kN/m}^3$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(21,6 - 21,27)^2 + (20,7 - 21,27)^2 + (21,5 - 21,27)^2}{3}} = 0,403 \text{ kN/m}^3$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,403}{21,27} = 0,0189 \times 100 = 1,89\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 21,27 \text{ kN/m}^3$

II.8.2. Homogénéité Teneur en eaux $\omega(\%)$

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{\omega}\% = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{13,5 + 23,6 + 16,2}{3} = 17,77\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(13,5 - 17,77)^2 + (23,6 - 17,77)^2 + (16,2 - 17,77)^2}{3}} = 4,27\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{4,27}{17,77} = 0,240 \times 100 = 24\% > 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur minimale : = 13,50 %

II.8.3. Homogénéité de degré de saturation S_r

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{S}_r (\%) = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{86,5 + 100 + 95,2}{3} = 93,9\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(86,5 - 93,9)^2 + (100 - 93,9)^2 + (95,2 - 93,9)^2}{3}} = 5,587\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{S}_r} = \frac{5,587}{93,9} = 0,0595 \times 100 = 5,95\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r = 93,9\%$

II.8.4. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés

II.8.4.1. Angle de frottement non drainé φ_u

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{\varphi}_u (\%) = \frac{\Sigma \varphi_u}{N} = \frac{16+13+11}{3} = 13,33\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(16-13,33)^2 + (13-13,33)^2 + (11-13,33)^2}{3}} = 2,054\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{\varphi}_u} = \frac{2,054}{13,33} = 0,154 \times 100 = 15,40\% > 10\%$$

Donc : le sol n'est pas homogène donc on prend la valeur minimale : $\varphi_u = 11^\circ$

II.8.4.2. La Cohésion no drainé C_u

- On a une profondeur de premier sondage dans cette couche de [9,7-10] m et deux profondeurs de deuxième sondage dans cette couche de [5,8-6] et [7,5-7,8] m

$$-\bar{C}_u (\%) = \frac{\Sigma C_u}{N} = \frac{66+43+49}{3} = 52,67 \text{ kPa}$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(66-52,67)^2 + (43-52,67)^2 + (49-52,67)^2}{3}} = 9,74 \text{ kPa}$$

$$-COV = \frac{SD}{\bar{C}_u} = \frac{9,74}{52,67} = 0,185 \times 100 = 18,50\% > 10\%$$

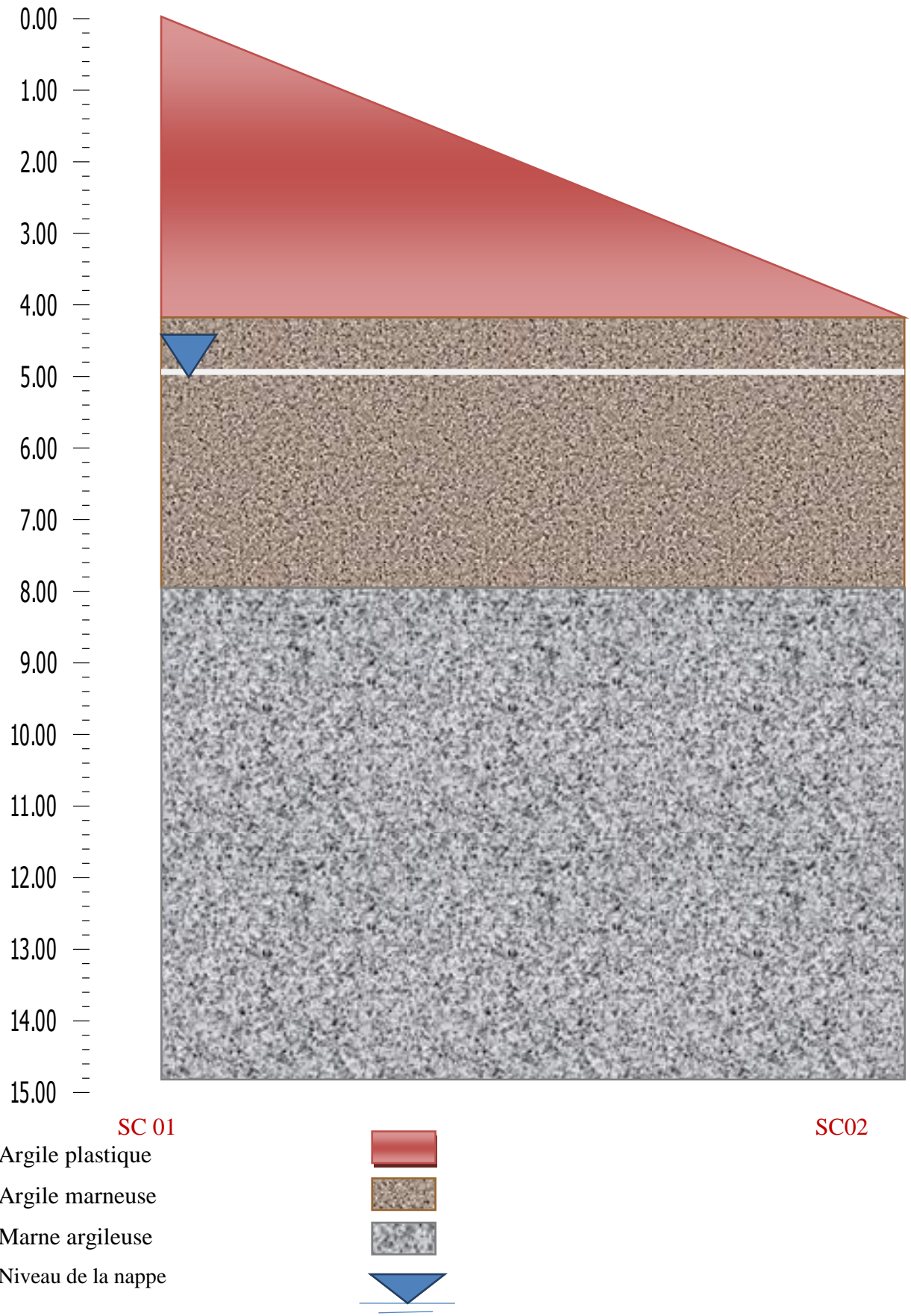
Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur minimale : $C_u = 43 \text{ kPa}$

Tableau II.7: Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.

	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	ω (%)	Sr (%)	C_u (kPa)	φ_u (°)	C'(kPa)	φ' (°)
Couche 1	16,50	20,45	23,25	98,4	43	13	5	15
Couche 2	17,77	21,03	14,2	93,83	42,67	12	5	15
Couche 3	18,07	21,27	13,50	93,9	43	11	50	20

Remarque : les caractéristiques C' et φ' sont des valeurs donnée par le laboratoire

Le profil géologique du terrain Figure II.16 : Coupe lithologique générale



II.9. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire une description du glissement au PK 4+100, en définissant sa morphologie et sa cinématique, nous a aussi permis de récolter plusieurs indices qui définissent quelques causes du glissement, ce qui nous permettra de faire l'étude géotechnique.

Sur la base des résultats des essais in situ et au laboratoire, et d'après l'homogénéisation du sol, on peut conclure que le sol composé de trois (03) couches :

- **Couche 1** : Argile plastique,
- **Couche 1** : Argile marneuse,
- **Couche 2** : Marne argileuse.

Suivant les résultats des caractéristiques mécaniques et physiques des paramètres du sol, une homogénéisation des paramètres est faite pour les trois couches

À la fin de ce chapitre, nous avons extrait la coupe lithologique finale qui nous permettra de faire l'étude de la stabilité de terrain au glissement, à l'aide du logiciel Plaxis.

CHPITRE III

ETUDE DE LA STABILITE DU TERRAIN AVEC LE LOGICIEL PLAXIS

III.1. Introduction :

Après avoir accomplie l'étude géotechnique du site, nous avons entamé la phase de conception et calcul de la stabilité du terrain survenue le long de chemin de wilaya N° 8 CW08 sur 1.5Km du Lot N°01, entre Médéa et Béni Atelli (wilaya de Médéa).

Pour le développement des calculs, nous avons utilisé le logiciel Plaxis 2D qui est un programme de calcul d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, nous procéderont à l'analyser de la stabilité en termes de coefficients de sécurité.

III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.[25]



III.3. Présentation du code de calcul PLAXIS 2D

III.3.1. La démarche de modélisation avec PLAISE



Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

a. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

-  Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
-  L'outil " plates " permet de dessiner et de définir des structures élancées

qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z).

-  "Anchor" qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
-  L'outil <<géogrid>> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b.  **Conditions aux limites**

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

c.  **Définition des paramètres des matériaux**

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d.  **Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e.  **Les conditions initiales**

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un "Switch bouton" permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

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

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

f. **Phase de calcul**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de << Plaxis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales, on peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur "calculate" les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont vision nables grâce à la touche 'output'.

g. Visualisation des Résultats

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

III.3.2. Lois de comportement dans PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage don

Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite un modèles élastoplastique. [1]

III.3.2.1. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première Approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq Paramètres : le module de Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ . [2]

a. Coefficient de Poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ν .

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire.

Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4 en général.

b. L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$).

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches [2].

c. L'angle de frottement φ

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. [2]

d. La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur. [2]

e. Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement [2].

III.3.3. Les types de comportement des matériaux (Material type)

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol

III.3.3.1. Comportement drainé (Drainedbehavior)

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

III.3.3.2. Comportement non drainé (Undrainedbehavior)

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

III.3.3.3. Le comportement non poreux (Non-porousbehavior)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linearelastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

III.4. Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le Programme de calcul ne traite que l'analyse des déformations et permet de réaliser un Calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8.2 Les trois premiers Types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de Prendre en compte les

effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updatedmesh(mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée. Ces différents types de calculs.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charges prédéfinies, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité est des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

III.4.1. Le programme de calcul

Le programme de calcul (Calculassions). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option " More files". Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton Calcul depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (Figure III.1).

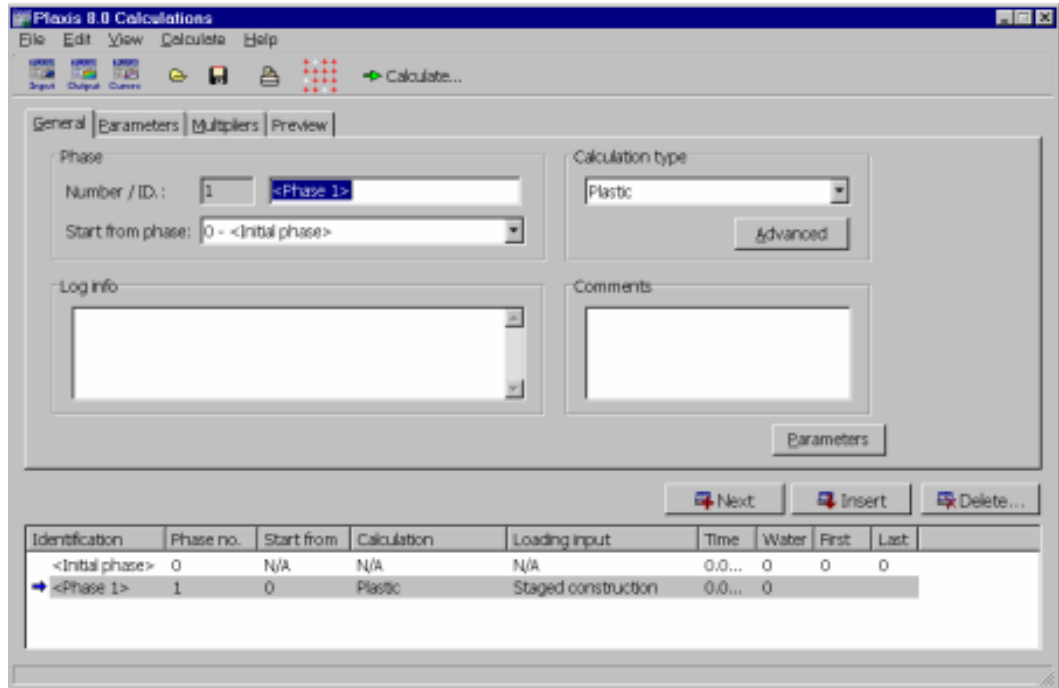


Figure III.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.

- Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.
 - La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.
 - Les onglets (partie supérieure de la fenêtre) permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul.
- Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre) :

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet. Chaque ligne correspond à une phase particulière. Et pour chaque phase, la ligne indique : l'identification correspondante (son nom), son numéro, le numéro de la phase à partir de laquelle les calculs commencent, le type de calcul, le type de chargement, la durée, les conditions hydrauliques à utiliser, les numéros des premier et dernier pas de calcul. Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte, alors que

celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge.

III.4.2. Types de calculs

Le type de calcul d'une phase (Calculations type) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet General. Il y a trois types de calcul fondamentaux distincts.

- un calcul plastique (Plastic)
- une analyse de consolidation (Consolidation)
- un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).

a. Calcul plastique

Un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps. Si l'option Updatedmesh n'a pas été sélectionnée dans la fenêtre de réglages généraux avancés (Advanced), le calcul sera fait selon la théorie des petites déformations. La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie initiale non déformée. Ce type de calcul est approprié dans la plupart des applications géotechniques pratiques

Bien qu'un intervalle de temps (durée) puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte l'effet du temps, sauf si l'on utilise le modèle Soft SoilCreep (voir le Material Models Manual). Si l'on étudie le chargement rapide de sols saturés de type argileux, un calcul plastique pourra servir à approcher le cas limite d'un comportement non drainé en choisissant l'option Undrained dans les caractéristiques du matériau. D'autre part, les tassements à long terme peuvent être estimés en réalisant une analyse en comportement drainé. Cela donnera une bonne prévision de la situation finale, bien que l'histoire précise du chargement ne soit pas respectée et que le processus de consolidation ne soit pas traité explicitement.

b. L'analyse de la consolidation

Une analyse de la consolidation (Consolidation) doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élasto-plastiques. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non

drainée. Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas.

c. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation.

Donnée une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase Phi-c réduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre Start from phase pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c réduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

Lorsque le type Phi-c réduction est sélectionné dans des projets incluant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter comme le modèle standard de MohrCoulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets de l'écroutissement sont exclus de ce type d'analyse. La raideur est calculée au début de la phase de calcul et reste constante jusqu'à ce que celle-ci soit terminée.

III.5. Présentation des résultats

On choisit la géométrie du talus sur le levé topographique (1/500), (voir Annexe 1).

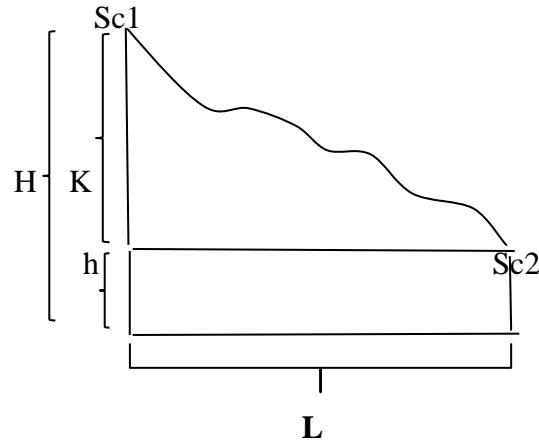


Figure III.2: Forme général d'un talus.

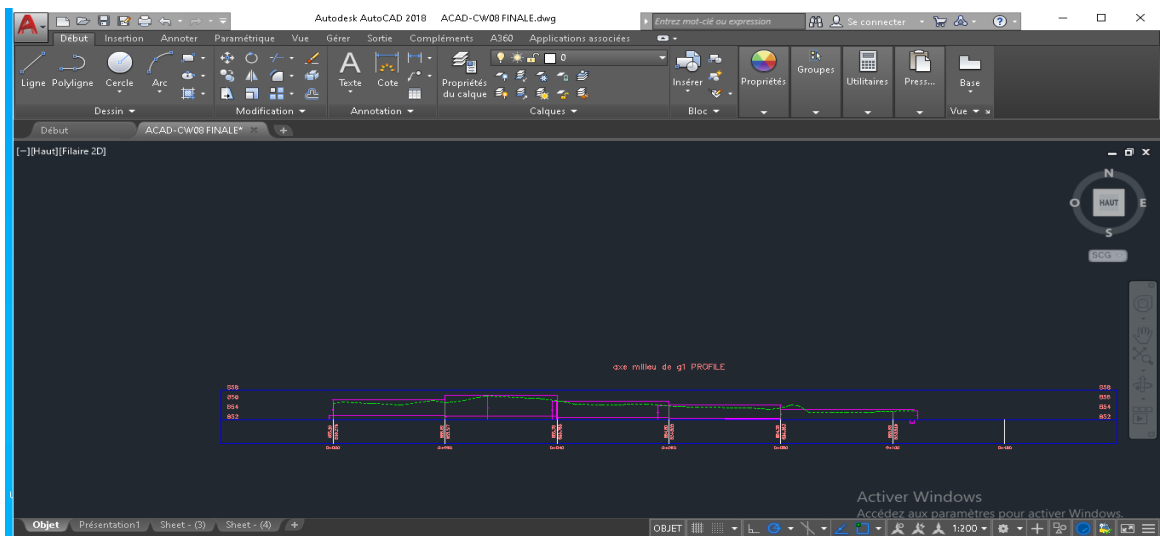


Figure III.3 : La géométrie du profil du talus

Tableau III.2 : Les coordonnées de la géométrie du talus par couche

- La 1^{er} couche

Point	X [m]	Y [m]
0	0	31
1	0	25
2	7	29
3	15	26
4	29	25
5	31	24
6	37	24

7	38	23
8	40	23
9	68	20
10	70	18
11	80	17
12	83	18
13	95	15
14	95	13

- La 2^{em} couche

Point	X [m]	Y [m]
0	0	25
1	0	20
2	95	13
3	95	10

- La 3^{em} couche

Point	X [m]	Y [m]
0	0	20
1	95	10
2	95	0
3	0	0



Figure III.4: Profil du model du talus

III.6. Analyse du talus à conforter

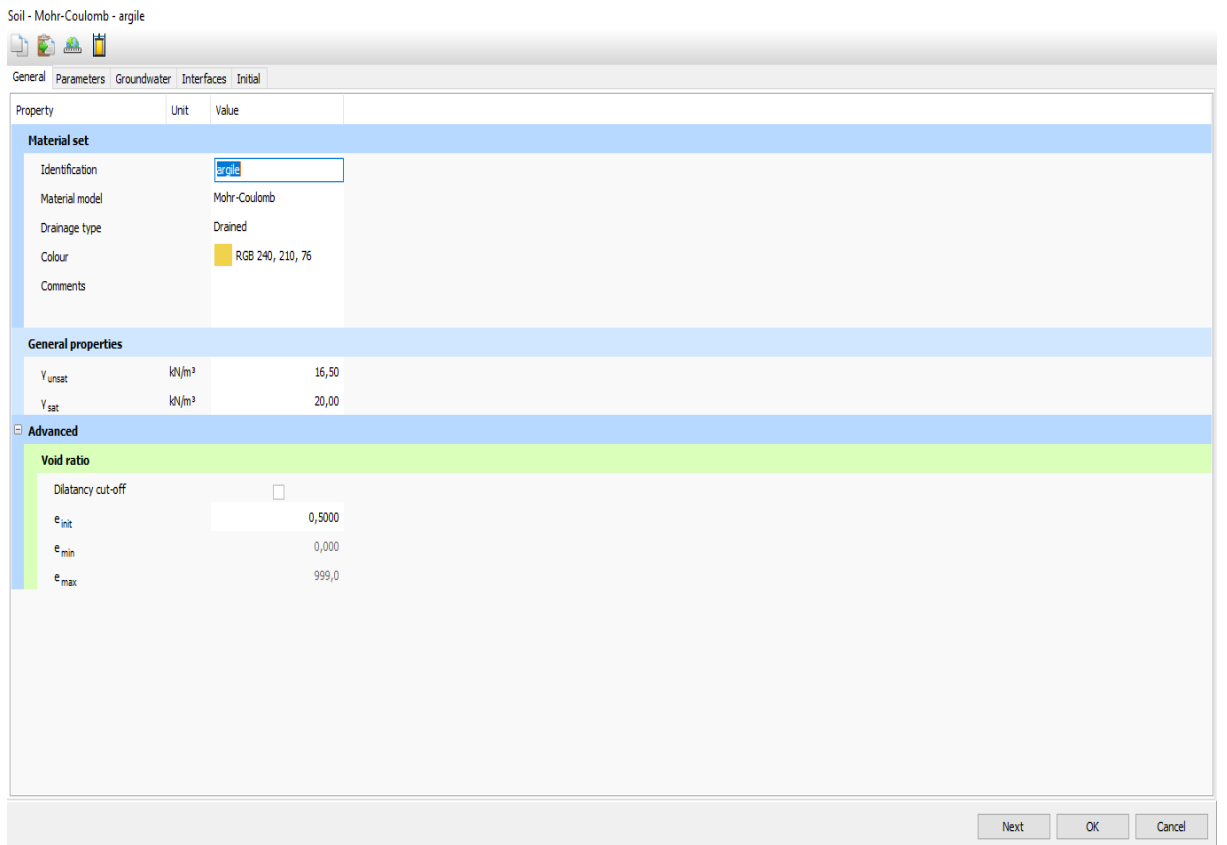


Figure III.5 : Fenêtre de la 1^{er} couche .

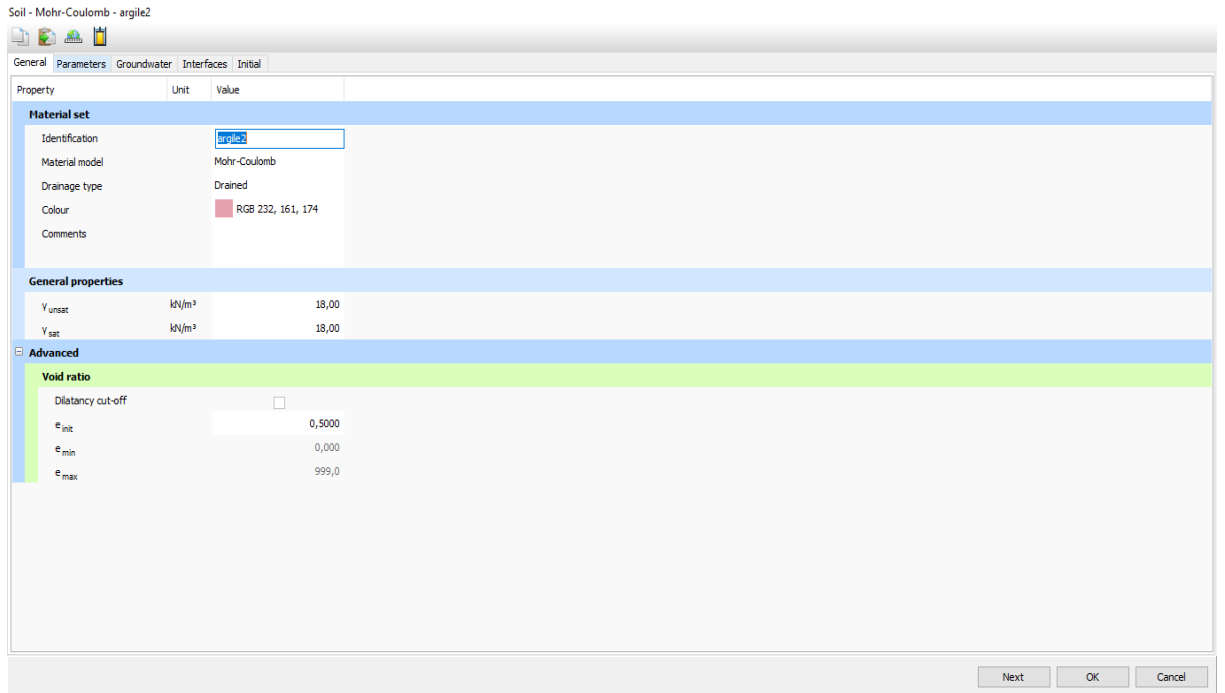


Figure III.6 : Fenêtre de la 2^{em} couche .

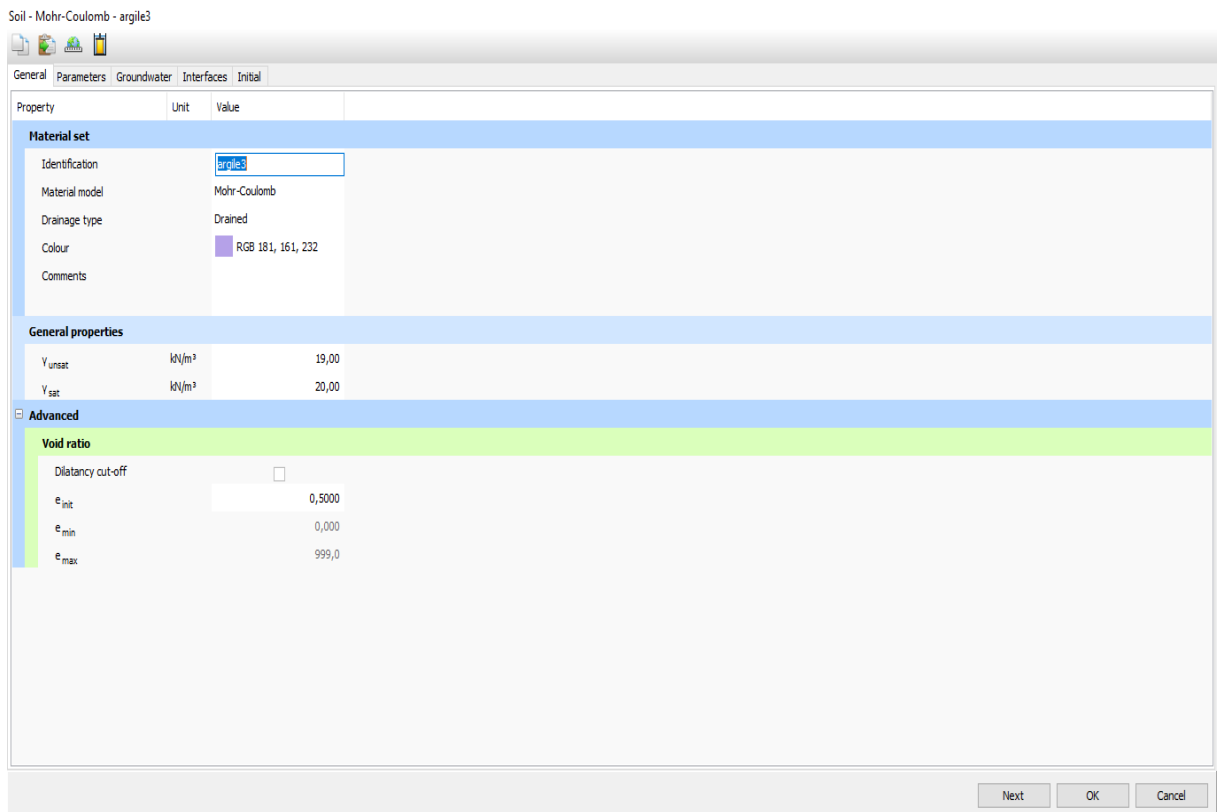


Figure III.7 : Fenêtre de la 3^{em} couche

LES PARAMETRES DES COUCHES

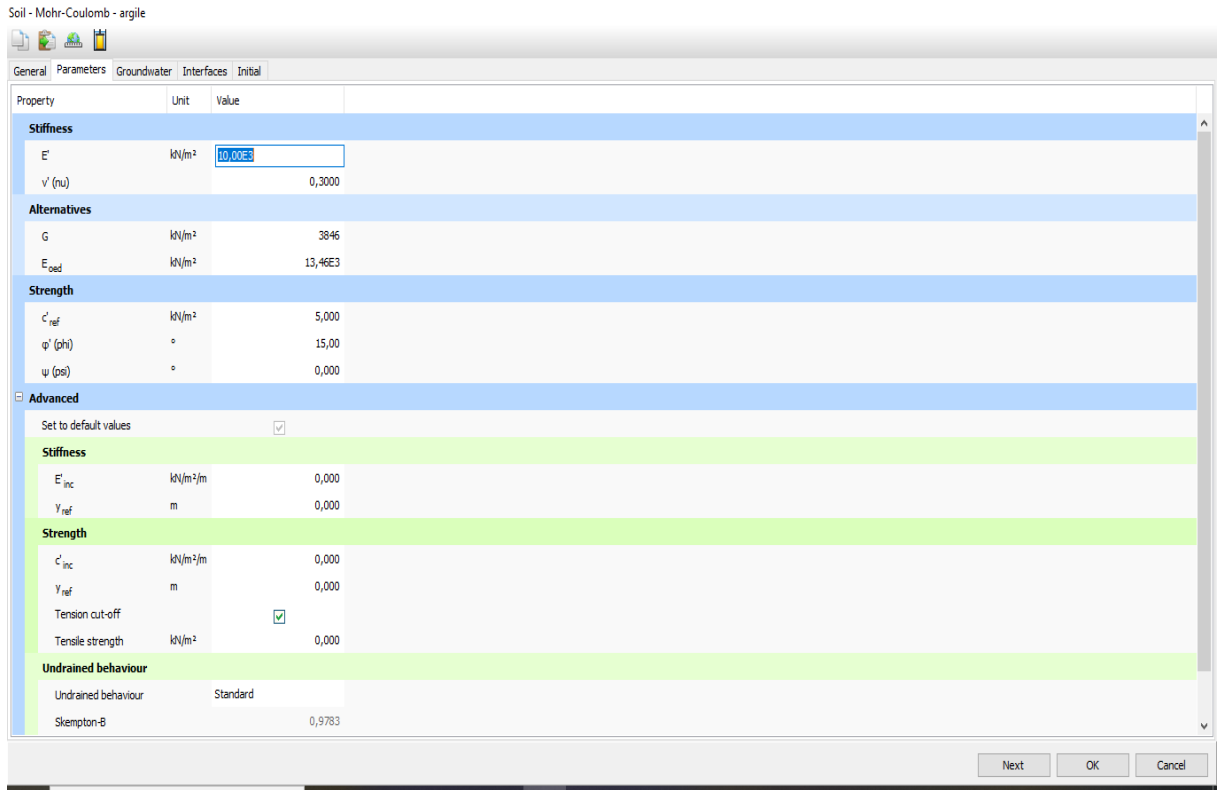


Figure III.8 : Les paramètres de 1^{er} couche .

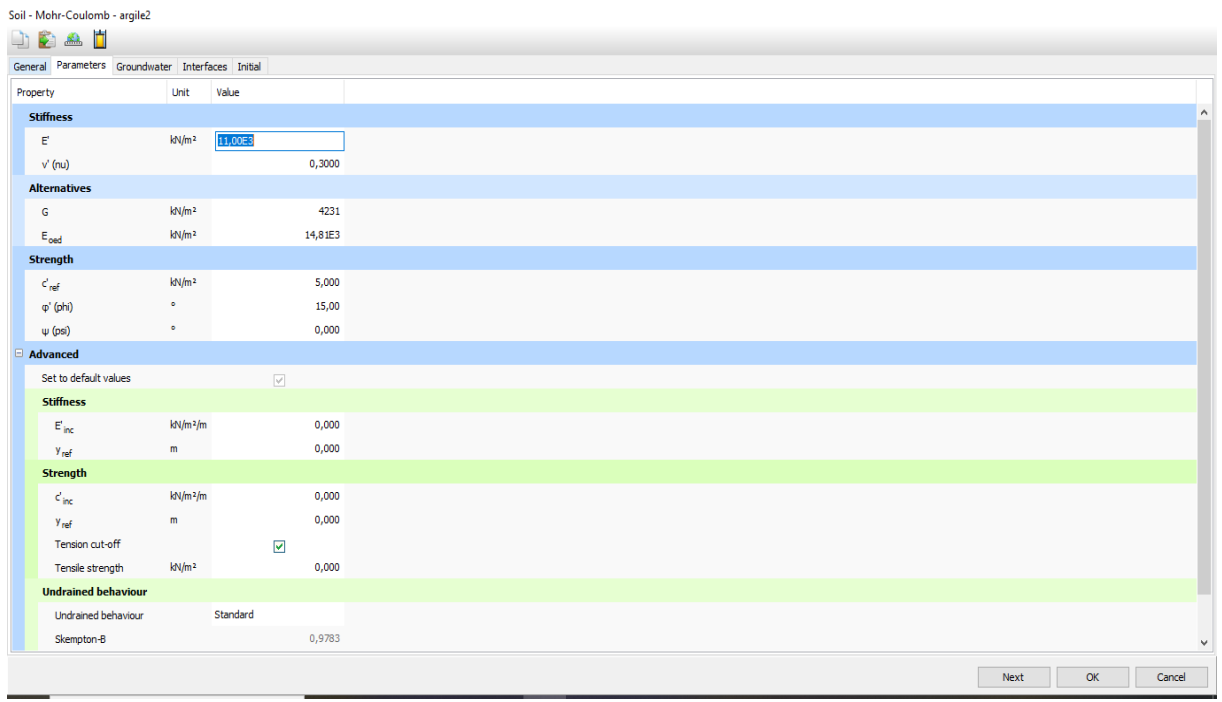


Figure III.9 : Les paramètres de 2^{em} couche .

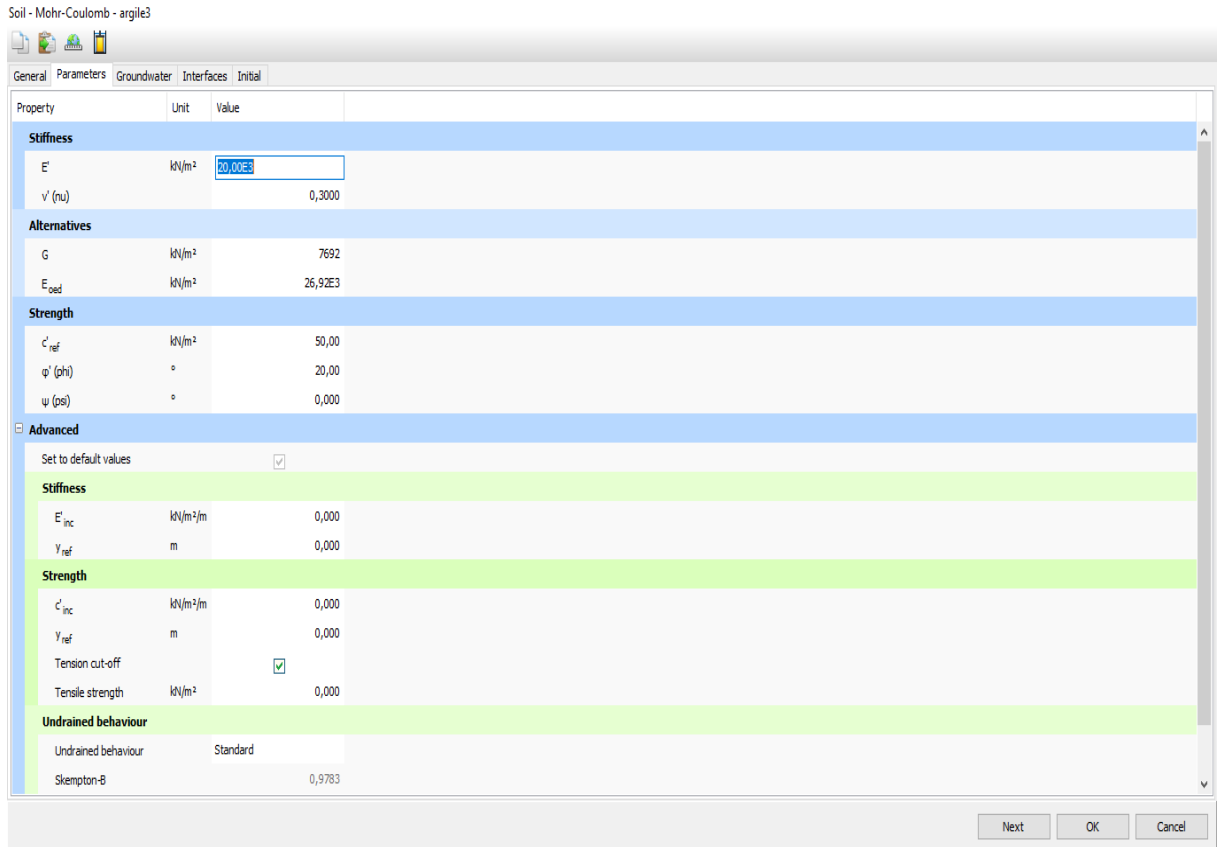


Figure III.10 : Les paramètres de 3^{em} couche .

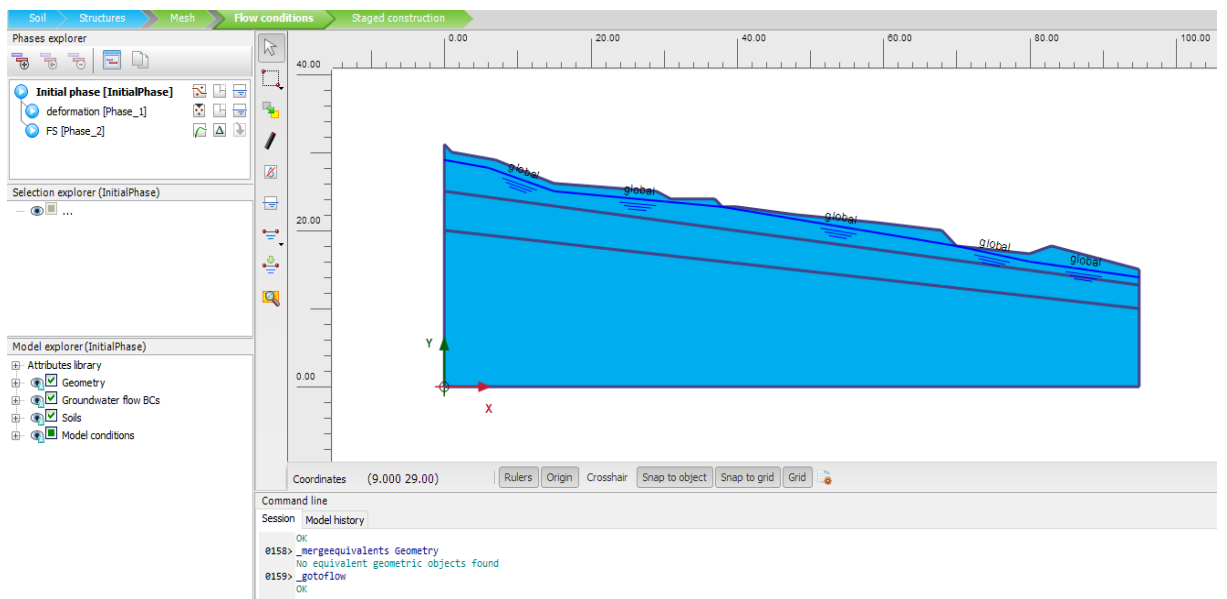


Figure III.11 : Niveau de la nappe.

Les paramètres K_0 de chaque couche.

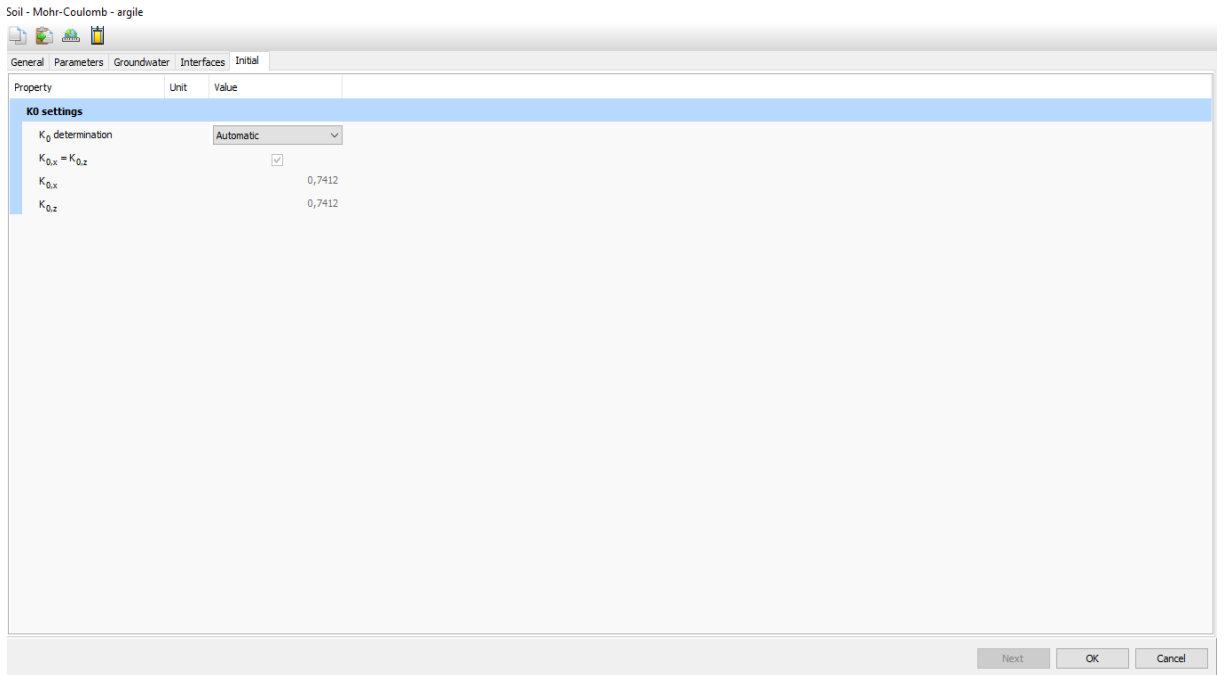


Figure III.12: Paramètres K_0 de 1^{er} couche.

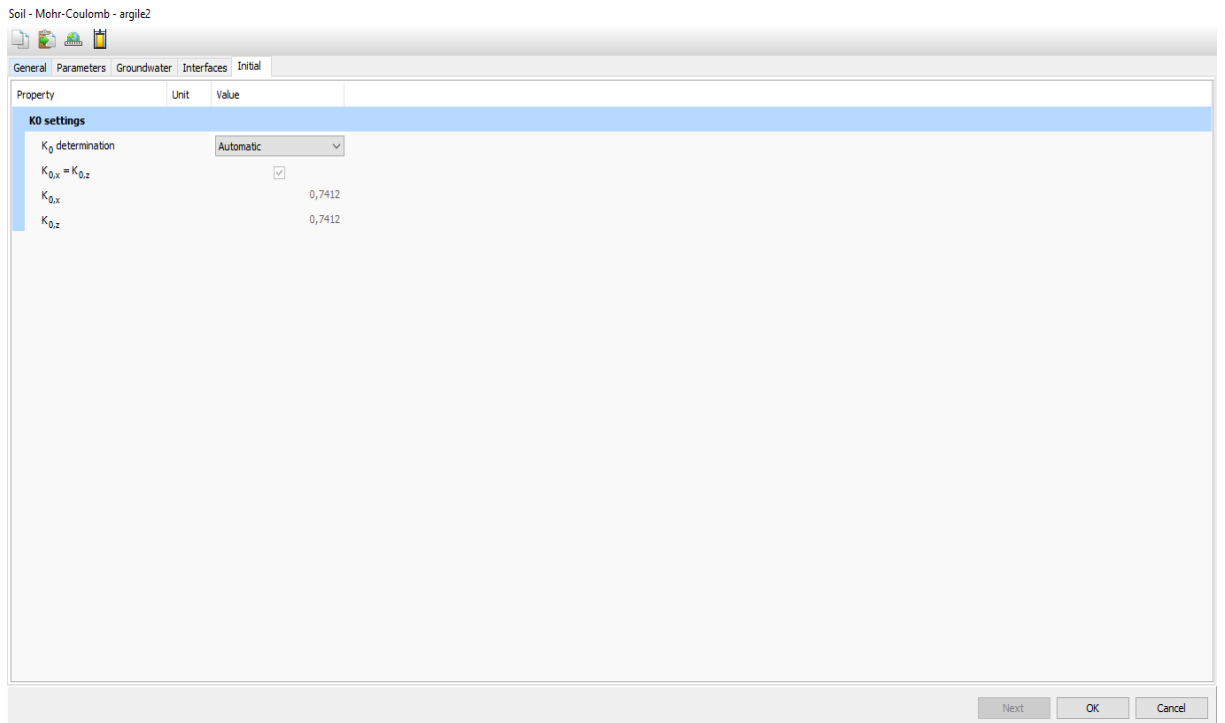


Figure III.13: Paramètres K_0 de 2^{em} couche.

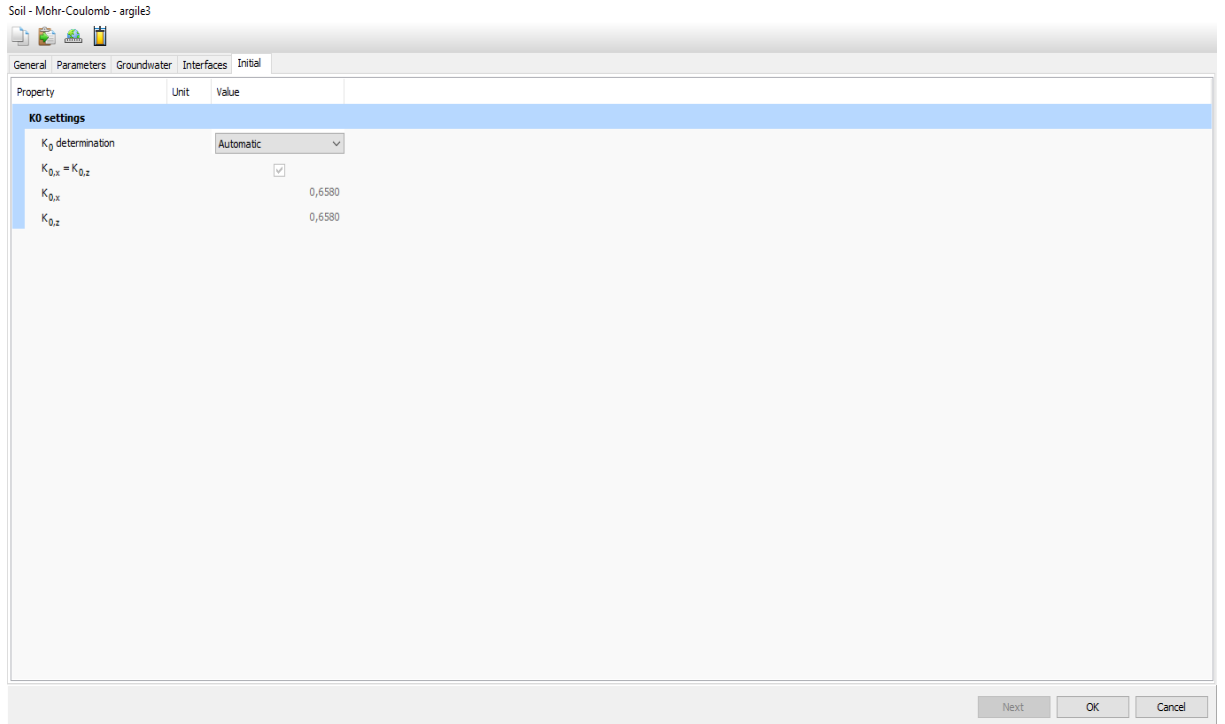


Figure III.14: Paramètres K₀ de 3^{em} couche.

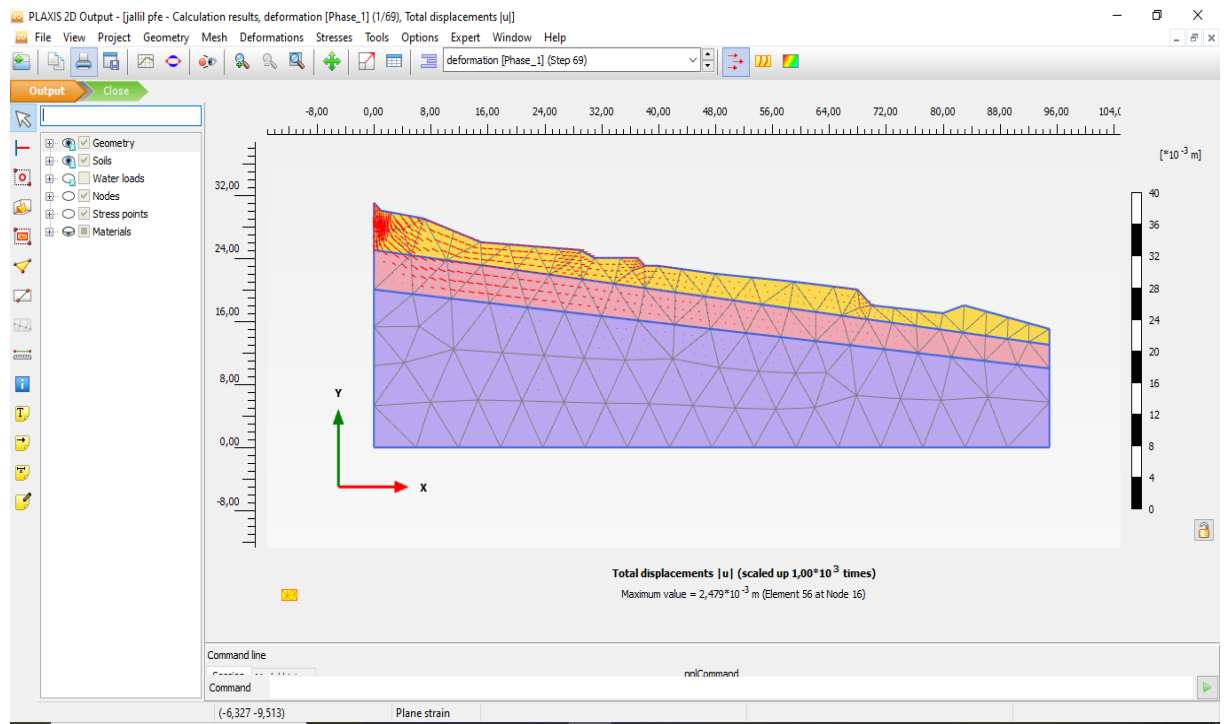


Figure III.15 : Les contraintes effectives.

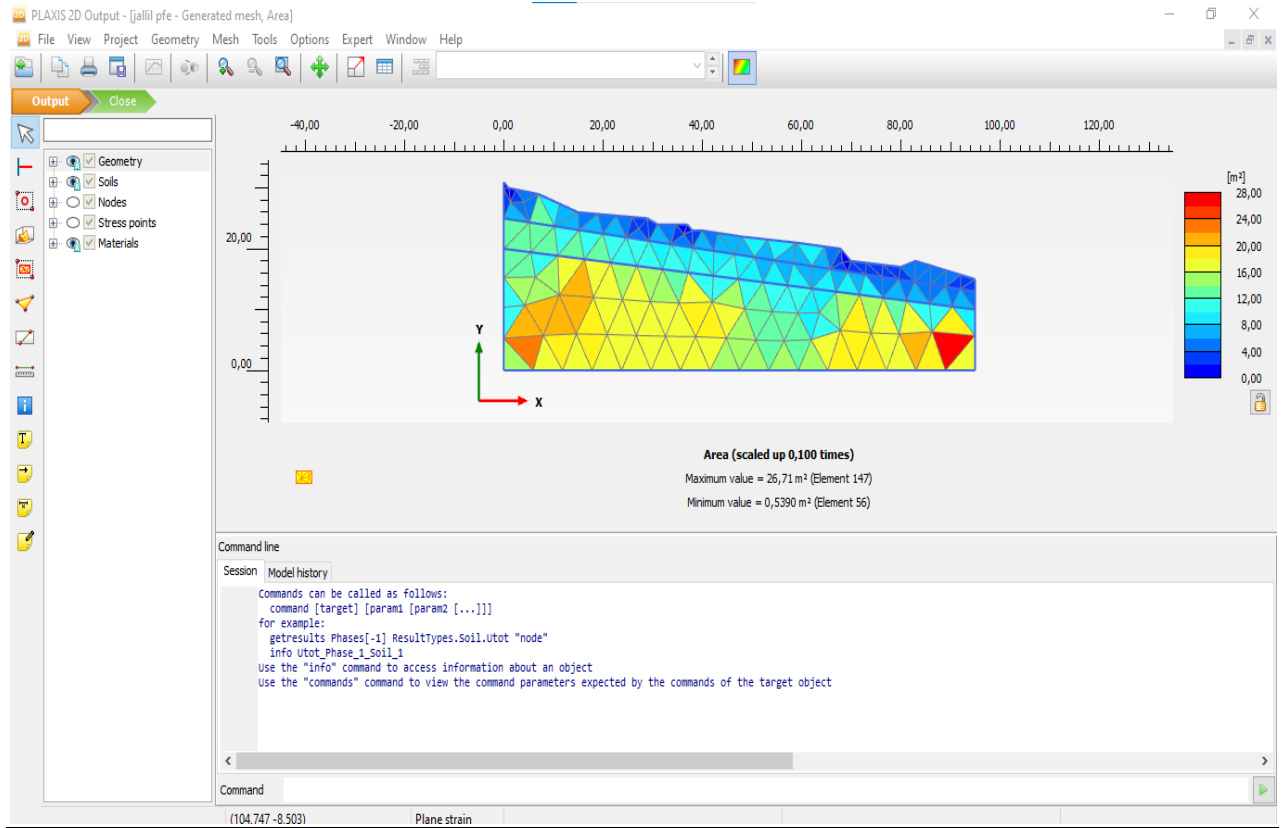


Figure III.16 : Présentation du maillage.

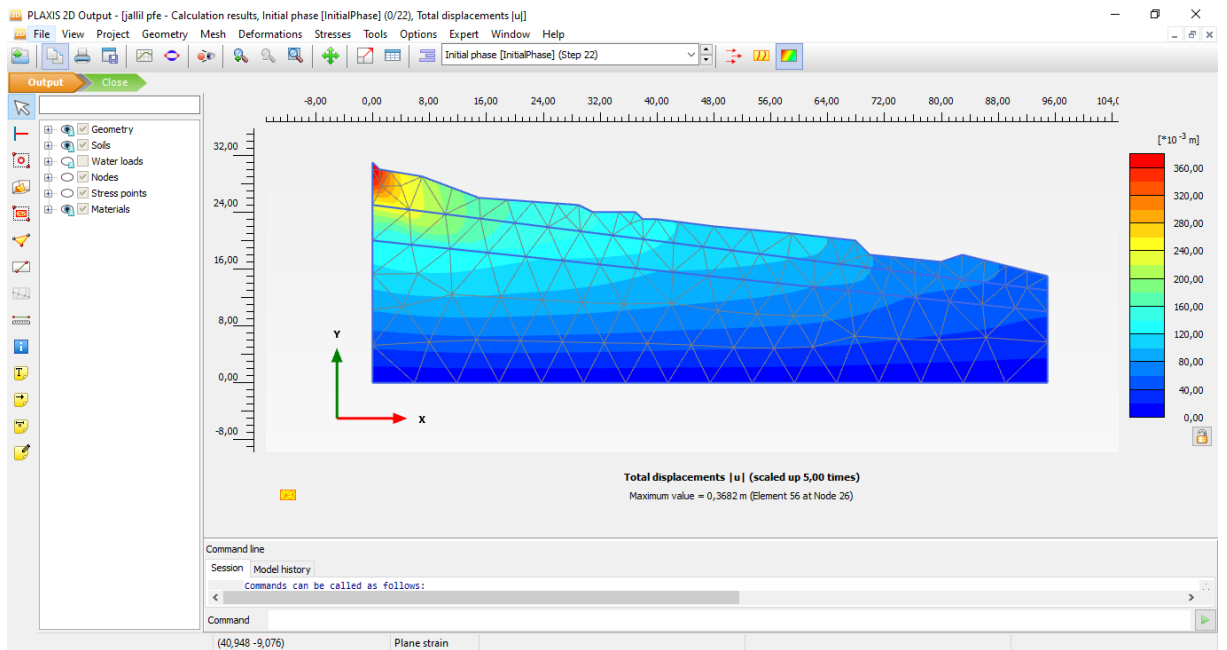


Figure III.17: Déplacement total.

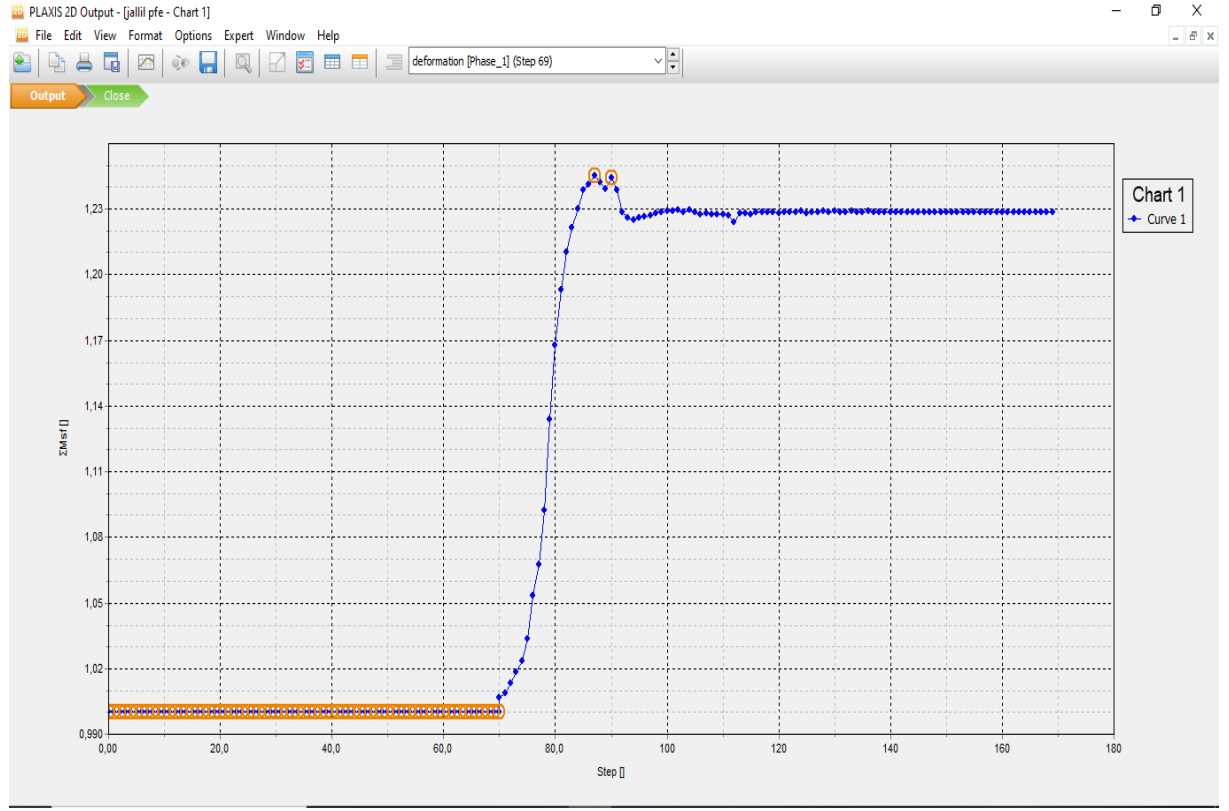


Figure III.18: Facteur de sécurité 1,24.

2D Extreme values

Curve 1

Step	ΣM_{sf}
68,000	1,000
69,000	1,000
70,000	1,000
87,000	1,245
90,000	1,244

Copy Print Close

Figure III.19 : Tableau de facteur de sécurité.

Constations : Après avoir fait la modélisation de ce talus avec la surcharge de la route, on trouve le facteur de sécurité = $1,24 < 1,5$, donc inférieur à la valeur admissible, ce qui veut dire que ce talus est instable. De ce fait, on procède au confortement du glissement pour trouver la solution optimale.

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une modélisation sur notre talus afin de vérifier sa stabilité. D'après les résultats, nous avons trouvé que le facteur de sécurité égal à $1,24 < 1,5$ est inférieur à la valeur admissible. Par conséquent, on conclut que ce talus est instable. Dans le but de conforter ce talus, dans le chapitre prochain, nous présenterons les solutions et effectuerons les comparaisons de ces dernières afin de choisir la solution optimale et la sécuritaire.

CHPITRE IV

LES SOLUTIONS DE CONFORTEMENTS

IV.1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité du talus présenté dans le chapitre précédent, on propose des solutions de confortements qui améliorent le facteur de sécurité. La première partie présente la 1^{ère} solution est celle d'un micro pieux plus un allègement en tête du talus, dont plusieurs cas d'étude sont présentés, dans un second temps, on abordera la deuxième solution qui est de rideau de palplanche avec un allègement en tête dans laquelle plusieurs cas ont été présentés.

IV.2 L'allègement en tête

L'allègement en tête (figureIV.2) de glissement consiste à terrasser dans la partie supérieure du talus. 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 la stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête du talus. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

La pente a été allégée d'une masse de terre d'un poids de 15338 kN ($P = V \times \gamma_h$), cette masse représente la tête de la pente du talus.

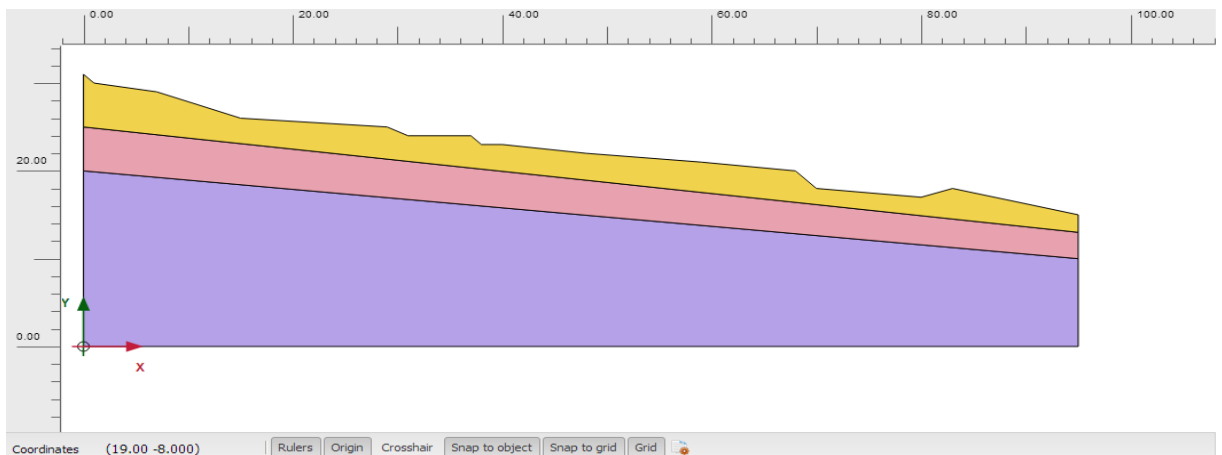


Figure IV.1 Talus avant allègement

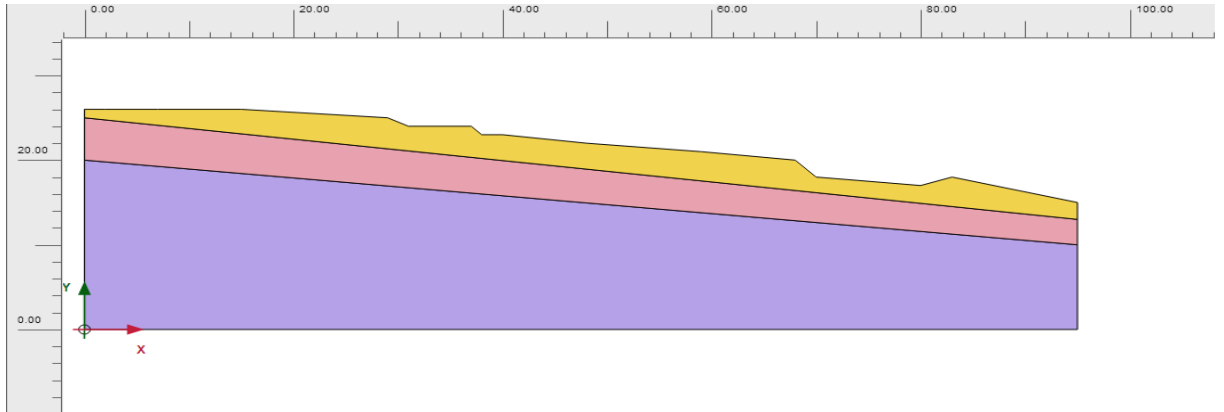


Figure IV.2. Talus après allègement

IV.3.1^{ère} solution : micro pieux avec et sans allègement

➤ 1^{er} cas : micro pieux de 0,3m de diamètres et de 7m d'ancrage

➤ Avec allègement

- a) Une seule rangée de profondeur 7m
- b) Des micros pieux de 0,3m diamètre, avec un espacement de 2m

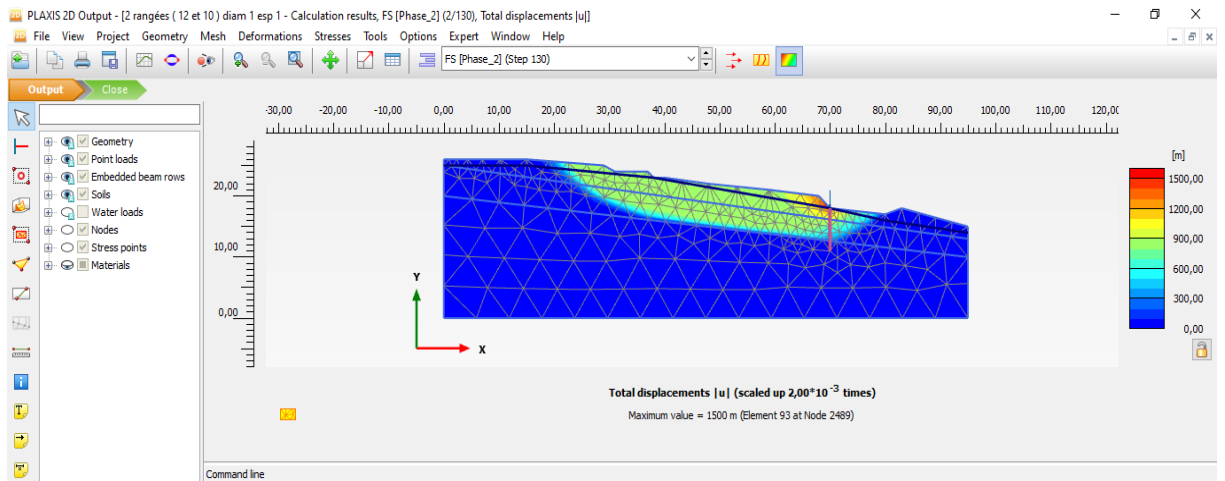


Figure IV.3 Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage $D = 7m$ (avec allègement)

2D Points - [data.p2dx - Chart 1]

Curve 1

Point ▲	Step ▲	Step ▲ []	Σ Msf ▲ []
123	121	121,000	1,535
124	122	122,000	1,536
125	123	123,000	1,536
126	124	124,000	1,536
127	125	125,000	1,536
128	126	126,000	1,536
129	127	127,000	1,536
130	128	128,000	1,535
131	129	129,000	1,535
132	130	130,000	1,535

Copy Print Close

Figure IV.4. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage $D = 7$ m (avec allègement)

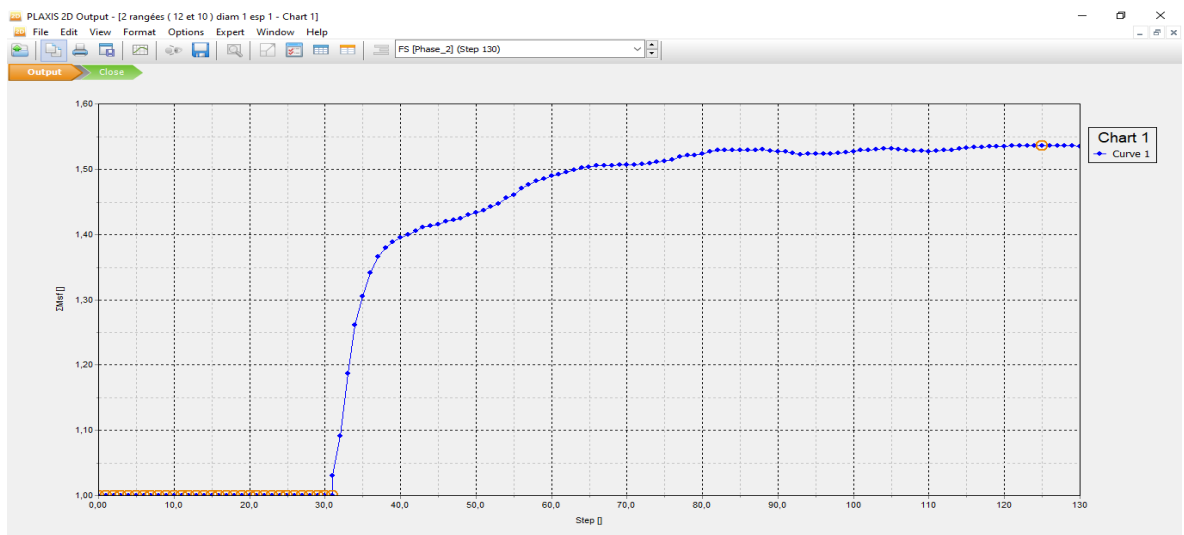


Figure IV.5. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage $D = 7$ m (avec allègement)

➤ **2^{ème} cas : micro pieux de 0,3m de diamètres et de 8 m d'ancrage**

➤ **Sans allègement**

- Une seule rangée de profondeur 8 m,
- Des micros pieux de 0,3m diamètre, avec un espacement de 2m.

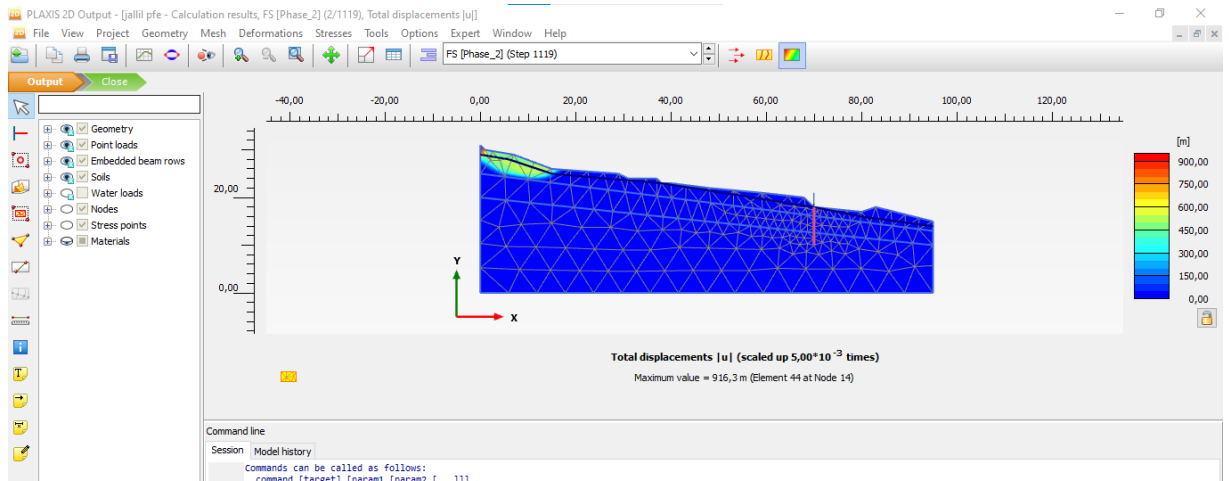


Figure IV.6. Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D=8m (sans allègement)

2D Points - [data.p2dx - Chart 1]

Curve 1

Point	Step	Step []	ΣMsf []
1112	1110	1110,000	0,961
1113	1111	1111,000	0,961
1114	1112	1112,000	0,961
1115	1113	1113,000	0,961
1116	1114	1114,000	0,961
1117	1115	1115,000	0,961
1118	1116	1116,000	0,961
1119	1117	1117,000	0,961
1120	1118	1118,000	0,961
1121	1119	1119,000	0,961

Copy Print Close

Figure IV.7. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (sans allègement)

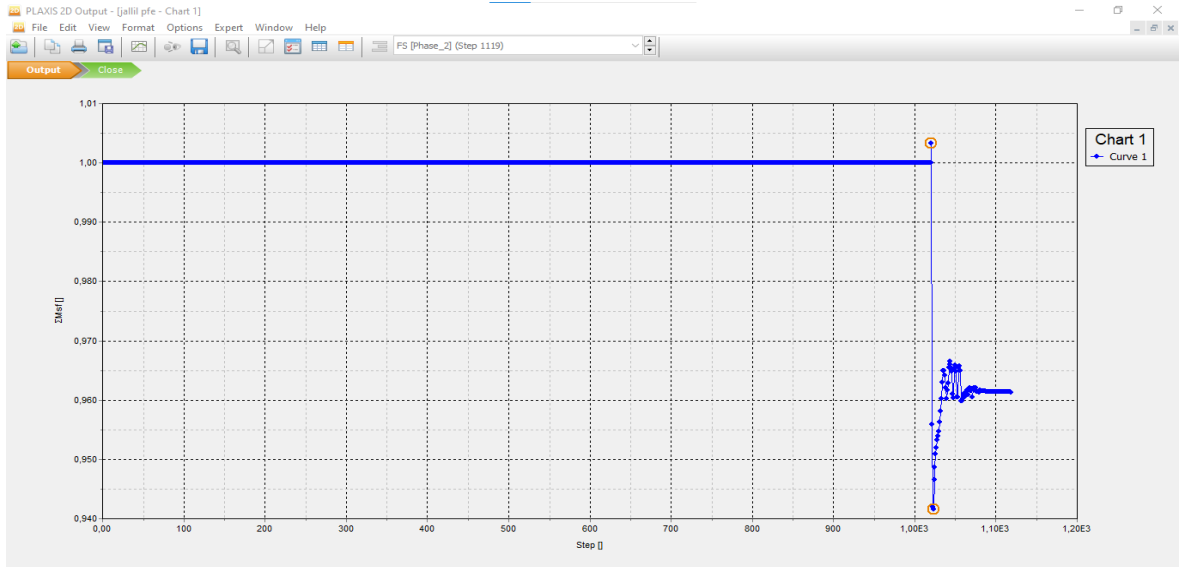


Figure IV.8. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (sans allègement)

➤ Avec allègement

- c) Une seule rangée de profondeur 8 m,
- d) Des micros pieux de 0,3m diamètre, avec un espacement de 2m.

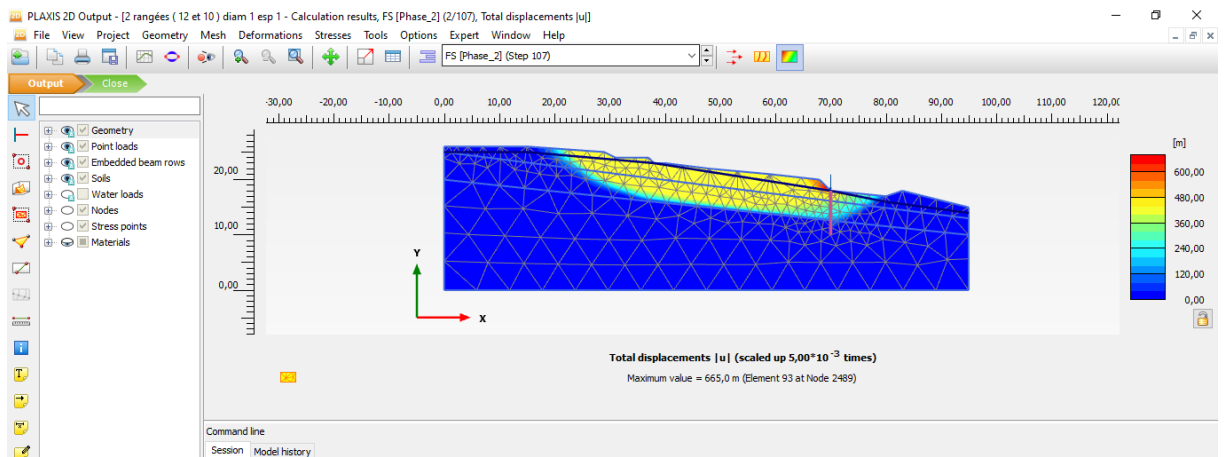


Figure IV.9. Les déplacements pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D=8m (avec allègement)

2D Points - [data.p2dx - Chart 1]

Curve 1

Point ▲	Step ▲	Step []	Σ Msf []
124	98	98,000	1,598
125	99	99,000	1,598
126	100	100,000	1,598
127	101	101,000	1,597
128	102	102,000	1,596
129	103	103,000	1,596
130	104	104,000	1,595
131	105	105,000	1,595
132	106	106,000	1,594
133	107	107,000	1,593

Copy Print Close

Figure IV.10. Tableau des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement)

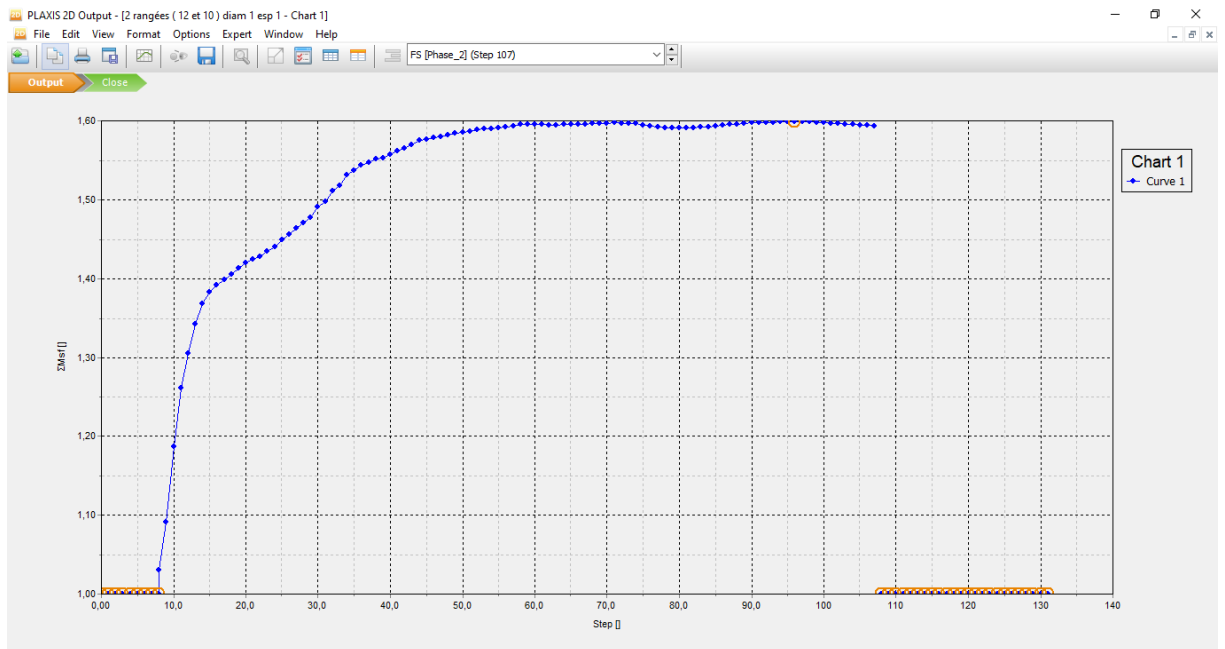


Figure IV.11. Graphe des coefficients de sécurité pour des micros pieux de 0,3m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement)

IV.4.2^{ème} solution : pieux avec et sans allègement

➤ 1^{er} cas : Pieux de 0,5m de diamètres

➤ Sans allègement

- a) Deux rangées de pieux de 8m et 12 m de profondeur
- b) Des pieux de 0,5m de diamètre, avec un espacement de 2m

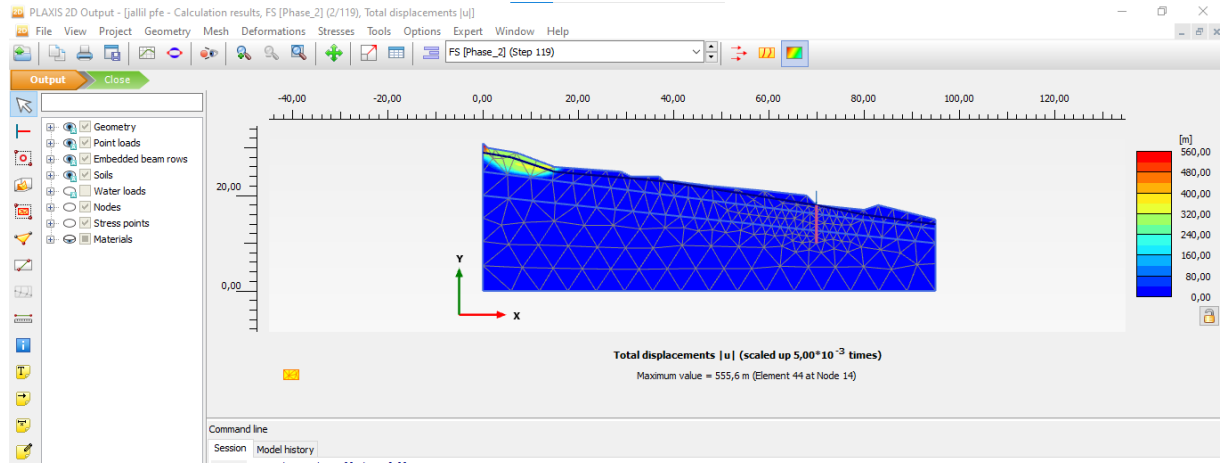


Figure IV.12. Les déplacements pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement)

2D Points - [data.p2dx - Chart 1]

Curve 1

Point ▲	Step ▲	Step ▲ []	ΣMsf ▲ []
111	110	110,000	0,961
112	111	111,000	0,961
113	112	112,000	0,961
114	113	113,000	0,961
115	114	114,000	0,961
116	115	115,000	0,961
117	116	116,000	0,961
118	117	117,000	0,961
119	118	118,000	0,961
120	119	119,000	0,961

Copy Print Close

Figure IV.13. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement)

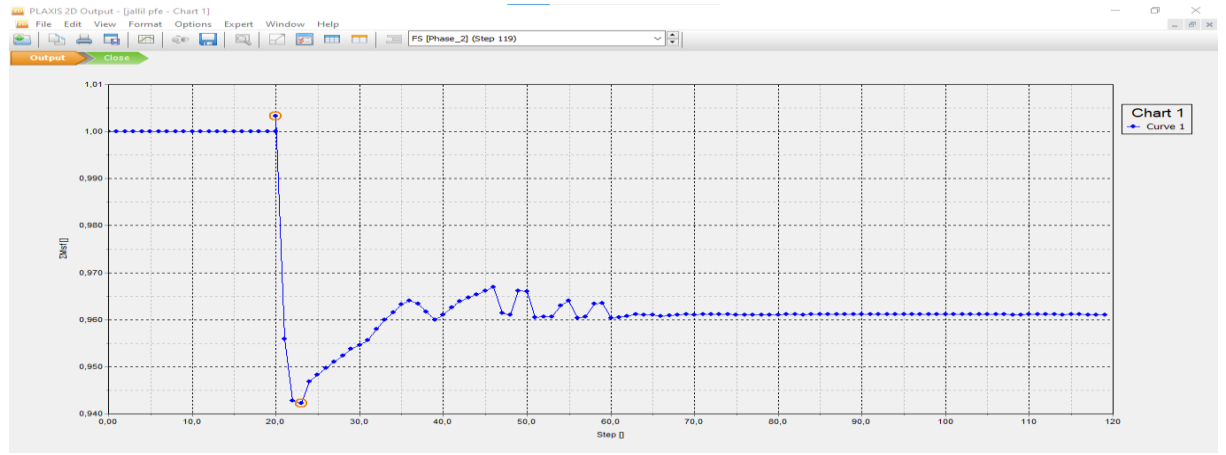


Figure IV.14. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (sans allègement)

➤ Avec allègement

- a) Une seule rangée de profondeur 8m
- b) Des pieux de 0,5m de diamètre, avec un espacement de 2m

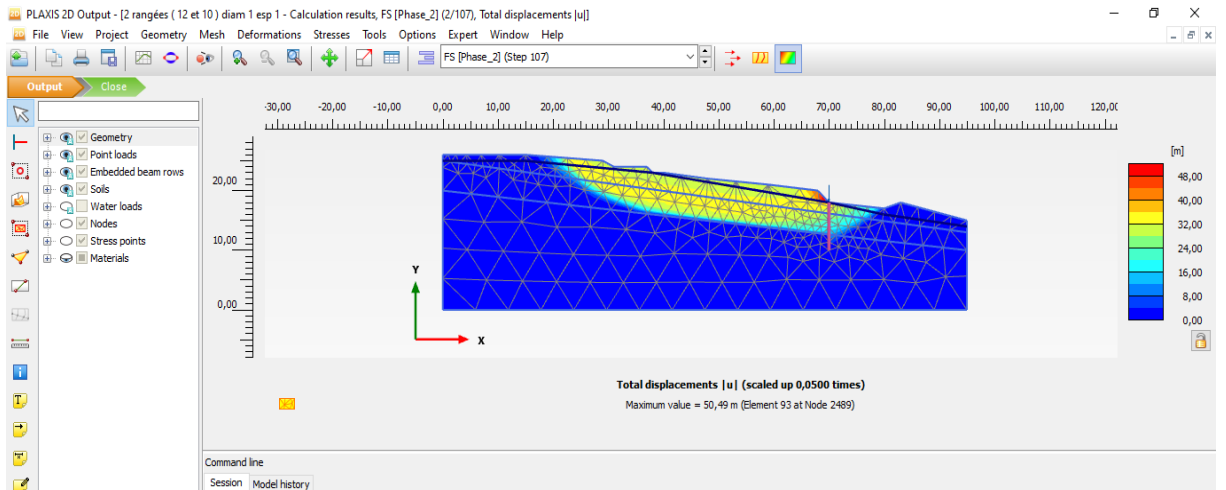


Figure IV.15. Les déplacements pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement)

Point	Step	Step []	ΣMsf []
124	98	98,000	1,610
125	99	99,000	1,607
126	100	100,000	1,601
127	101	101,000	1,598
128	102	102,000	1,598
129	103	103,000	1,598
130	104	104,000	1,598
131	105	105,000	1,599
132	106	106,000	1,600
133	107	107,000	1,601

Figure IV.16. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement)

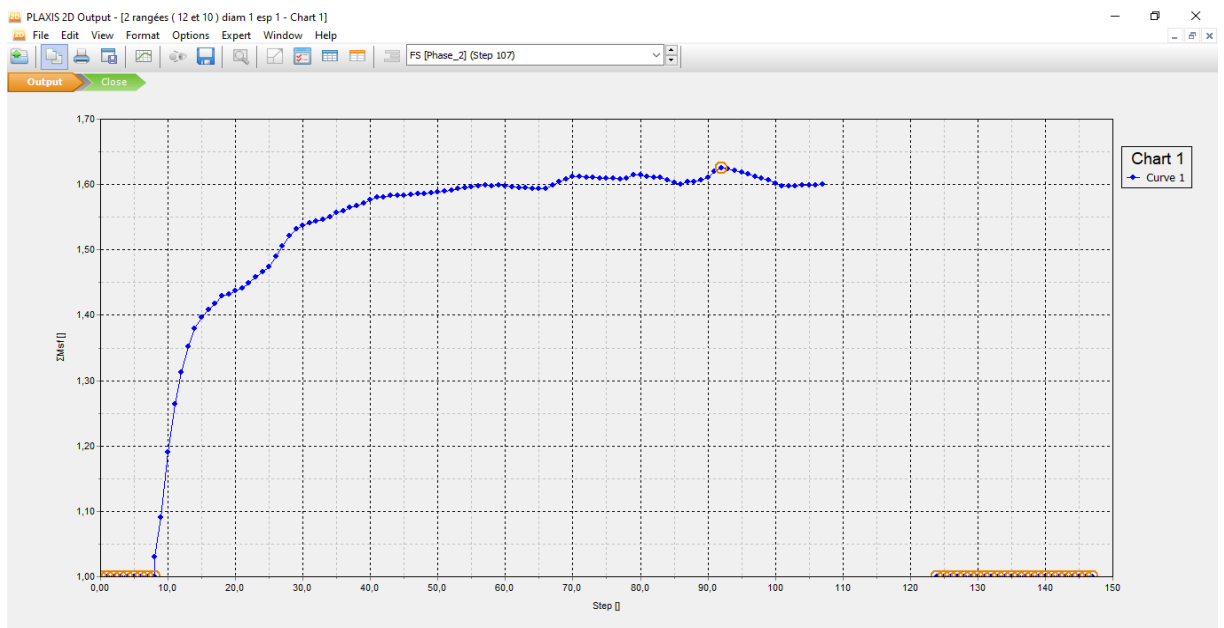


Figure IV.17. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,5m diamètre et un ancrage D = 8 m (avec allègement)

- 2^{ème} cas : Pieux de 0,8m de diamètres
 - Sans allègement
 - a) Deux rangées de pieux de 8m et 12 m de profondeur
 - b) Des pieux de 0,8m de diamètre, avec un espacement de 2m

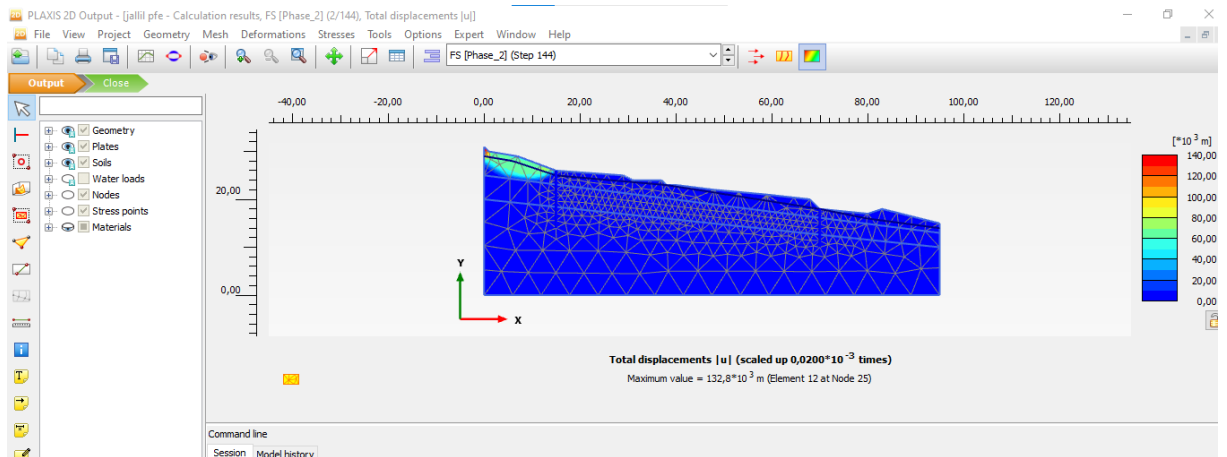


Figure IV.18. Les déplacements pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (**sans allègement**)

2D Points - [data.p2dx - Chart 1]

Curve 1

Point	Step	Step []	ΣMsf []
137	135	135,000	1,365
138	136	136,000	1,365
139	137	137,000	1,365
140	138	138,000	1,364
141	139	139,000	1,363
142	140	140,000	1,362
143	141	141,000	1,361
144	142	142,000	1,361
145	143	143,000	1,360
146	144	144,000	1,361

Copy Print Close

Figure IV.19. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (**sans allègement**)

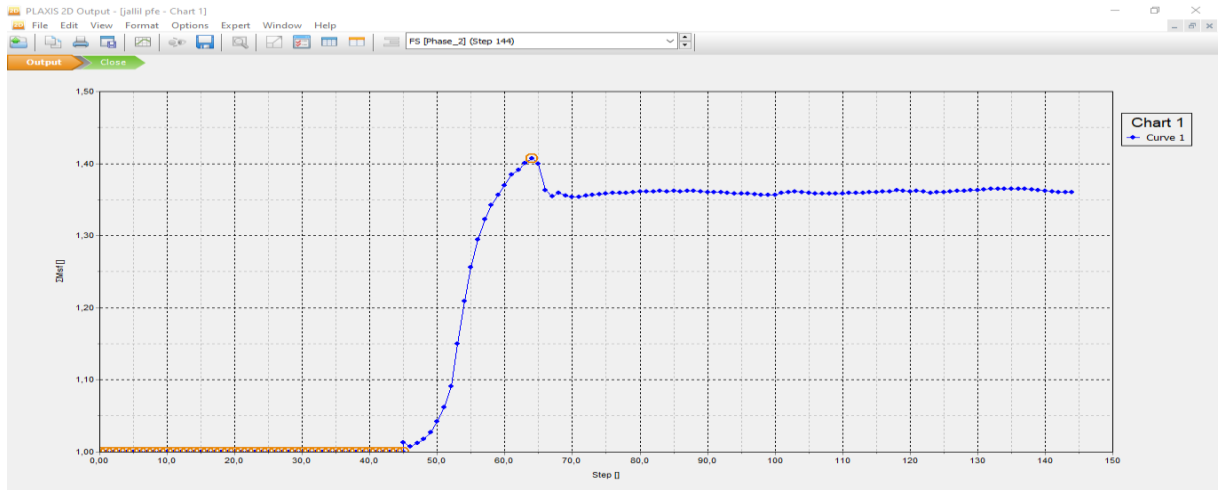


Figure IV.20. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (**sans allègement**)

➤ **Avec allègement**

- a) Deux rangées de pieux de 8m et 12 m de profondeur
- b) Des pieux de 0,8m de diamètre, avec un espacement de 2m

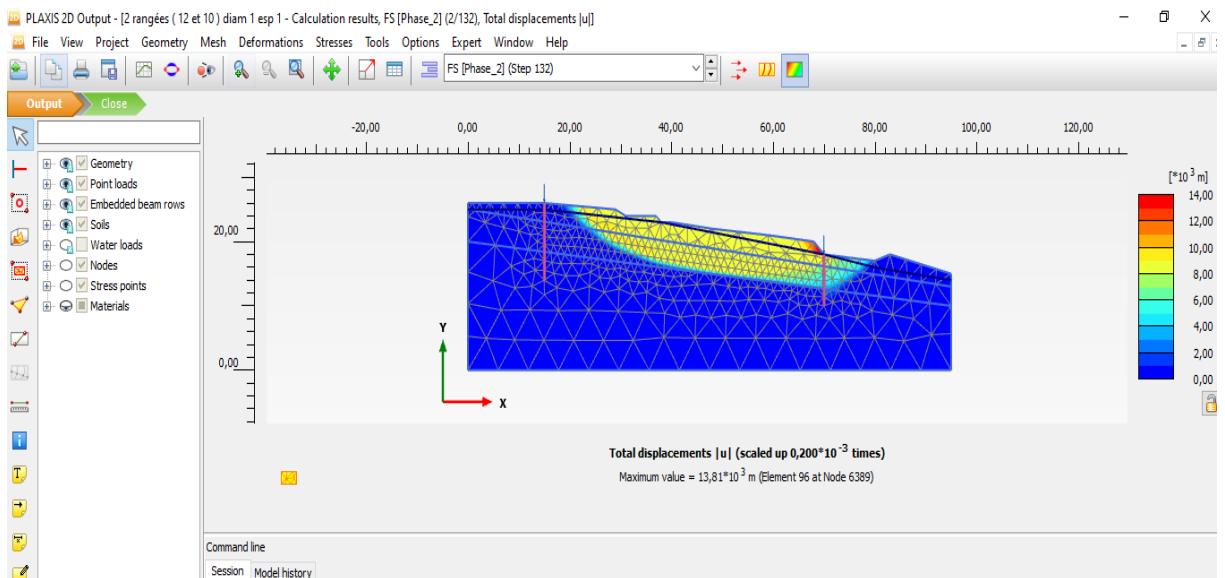


Figure IV.21. Les déplacements pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (**avec allègement**)

Point	Step	Step []	ΣMsf []
125	123	123,000	1,623
126	124	124,000	1,623
127	125	125,000	1,623
128	126	126,000	1,623
129	127	127,000	1,623
130	128	128,000	1,623
131	129	129,000	1,623
132	130	130,000	1,623
133	131	131,000	1,623
134	132	132,000	1,623

Figure IV.22. Tableau des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (avec allègement)

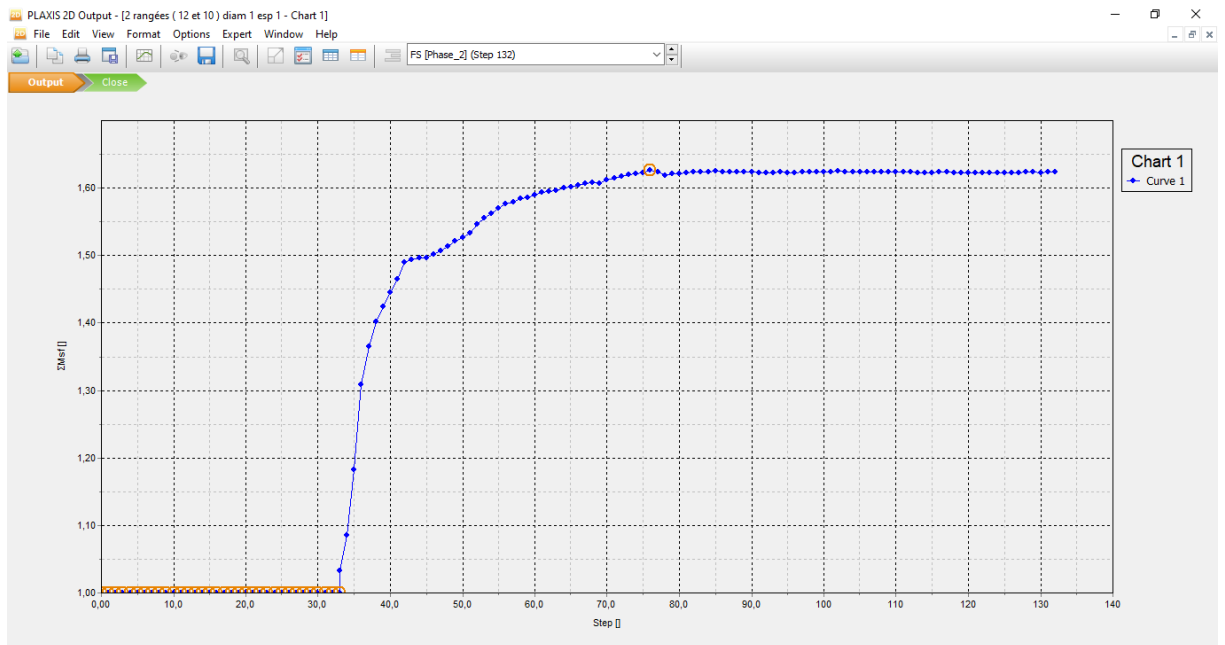


Figure IV.23. Graphe des coefficients de sécurité pour des pieux de 0,8m diamètre, avec deux rangées de 8m et 12m de profondeur (avec allègement)

Tableau IV.1 : Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité
(1^{er} solution et 2^{ème} solution)

Solution	Diamètre B (m)	Ancrage D (m)	Allègement	Facture de sécurité
1 ^{er} Solution Micro pieu	B= 0,3 m	D = 7m	Avec Allègement	1,535
		D = 8m	Sans Allègement	0,961
			Avec Allègement	1,593
2 ^{ème} Solution Pieux	B= 0,5m	D = 8m	Sans Allègement	0,961
		D = 8m	Avec Allègement	1,601
	B= 0,8m	Fil 1 : D = 8m Et Fil2 : D = 12m	Deux rangées de pieux Sans allègement	1,361
		Fil 1 : D = 8m Et Fil2 : D = 12m	Deux rangées de pieux Avec allègement	1,623

Constatations :

- On remarque que l'augmentation la fiche du micro pieu et du pieu fait augmenter le facteur de sécurité pour tous les diamètres proposés.
- On remarque également que l'augmentation du diamètre de pieu a donné une légère influence sur le facteur de sécurité.
- On observe que toutes les solutions qui comportent l'allègement en tête du talus ont donné un facteur de sécurité admissible (supérieurs à 1,5).
- On conclut que la meilleure solution est le micro pieu de 0,3 m de diamètre, de fiche de 7 m avec un espacement 2m en plus allègement en tête du talus, car les paramètres du micro pieu sont les plus petits et nous donnent un facteur de sécurité admissible (Fs =1,53), est aussi la solution la plus économique.

IV.5. 3^{ème} solution : Rideaux de palplanches avec et sans allègement

- 1^{er} cas : Palplanche avec une fiche de 6 m
 - Avec allègement



Figure IV.24. Model par un rideau de palplanche

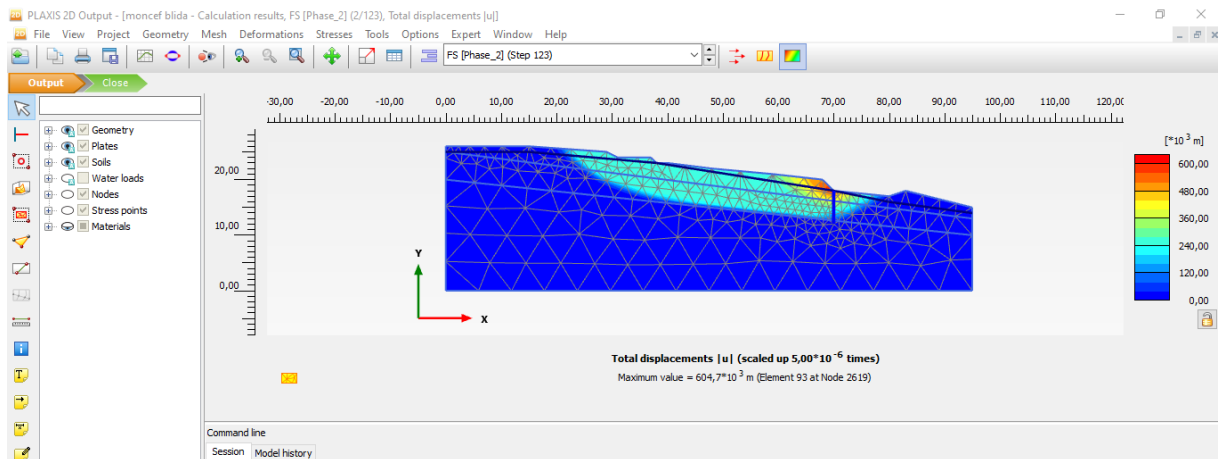


Figure IV.25. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 6m de profondeur (avec allègement)

Point	Step	Step []	ΣMsf []
116	114	114,000	1,445
117	115	115,000	1,445
118	116	116,000	1,445
119	117	117,000	1,445
120	118	118,000	1,445
121	119	119,000	1,445
122	120	120,000	1,445
123	121	121,000	1,445
124	122	122,000	1,445
125	123	123,000	1,445

Figure IV.26. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 6m de profondeur (avec allègement)

- 2^{ème} cas : Palplanche avec une fiche de 7 m
 - Sans allègement

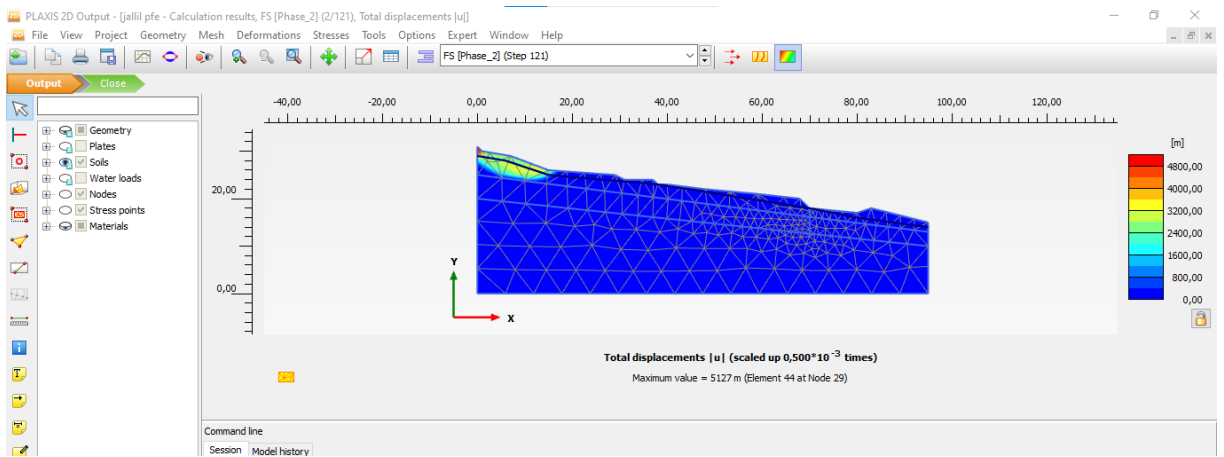


Figure IV.27. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement)

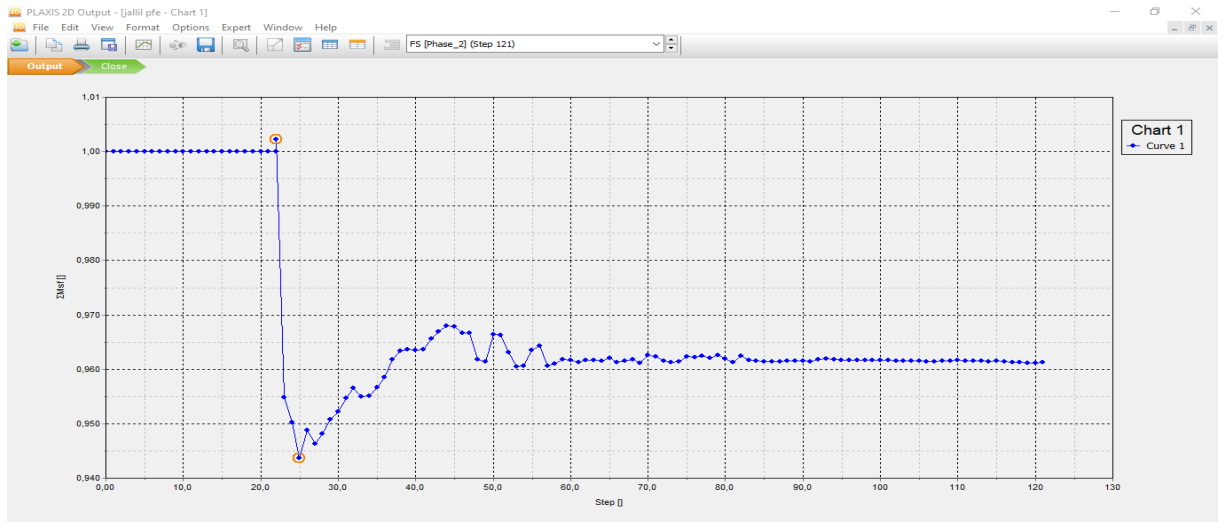


Figure IV.28. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement)

Point	Step	Step []	ΣM_{sf} []
113	112	112,000	0,961
114	113	113,000	0,960
115	114	114,000	0,962
116	115	115,000	0,962
117	116	116,000	0,961
118	117	117,000	0,962
119	118	118,000	0,962
120	119	119,000	0,962
121	120	120,000	0,962
122	121	121,000	0,962

Figure IV.29. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (sans allègement)

➤ Avec allègement

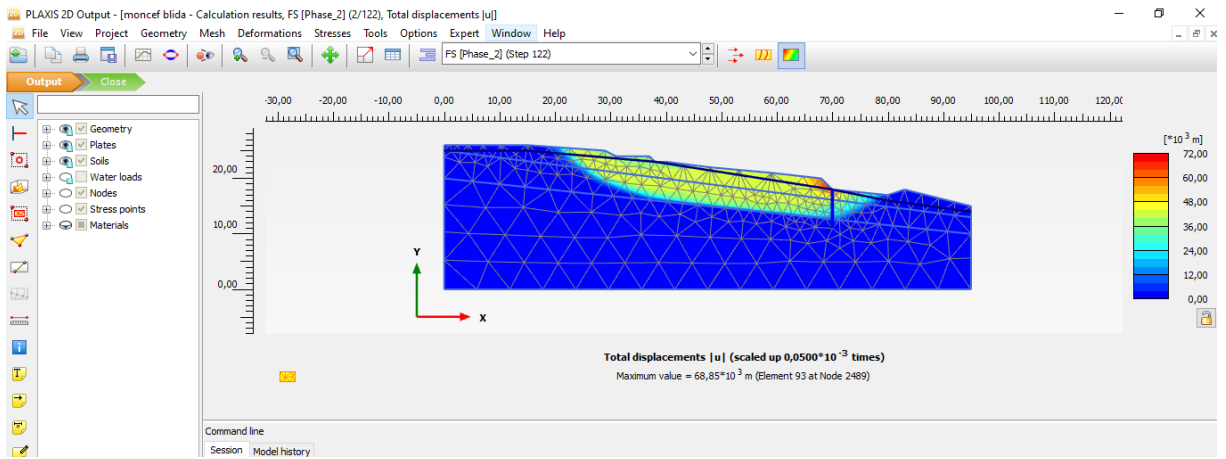


Figure IV.30. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement)

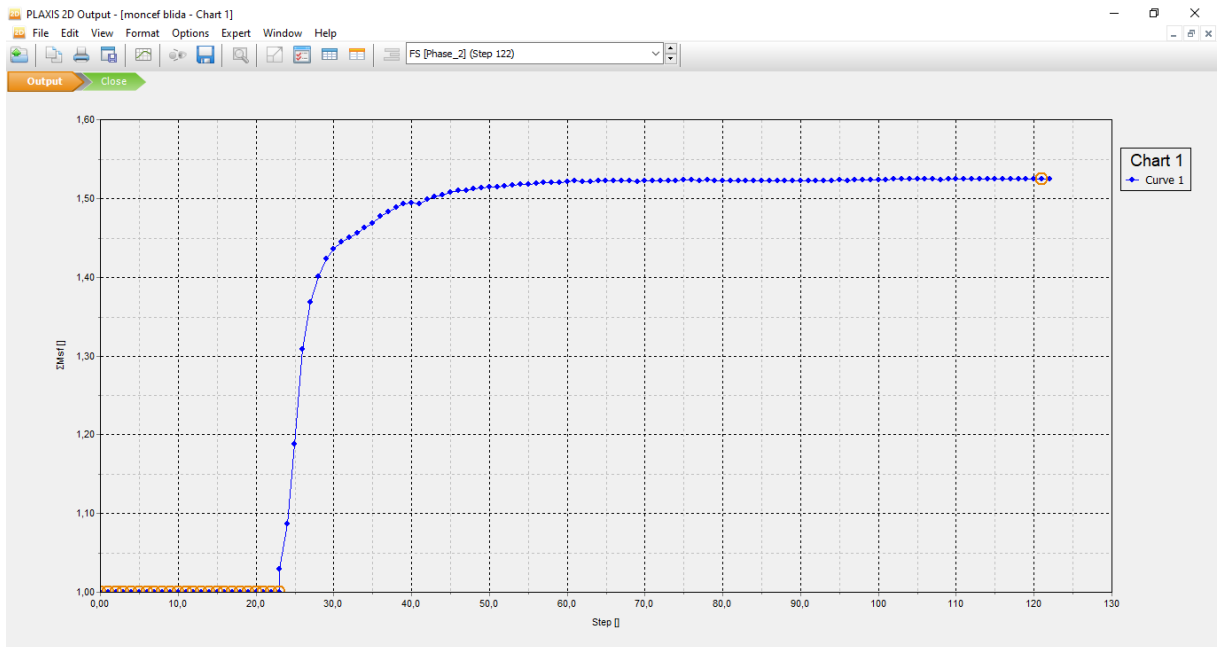


Figure IV.31. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement)

Point	Step	Step []	ΣMsf []
115	113	113,000	1,524
116	114	114,000	1,524
117	115	115,000	1,525
118	116	116,000	1,525
119	117	117,000	1,525
120	118	118,000	1,524
121	119	119,000	1,524
122	120	120,000	1,524
123	121	121,000	1,524
124	122	122,000	1,524

Figure IV.32. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 7m de profondeur (avec allègement)

- 3^{ème} cas : Palplanche avec une fiche de 8 m
 - Avec allègement

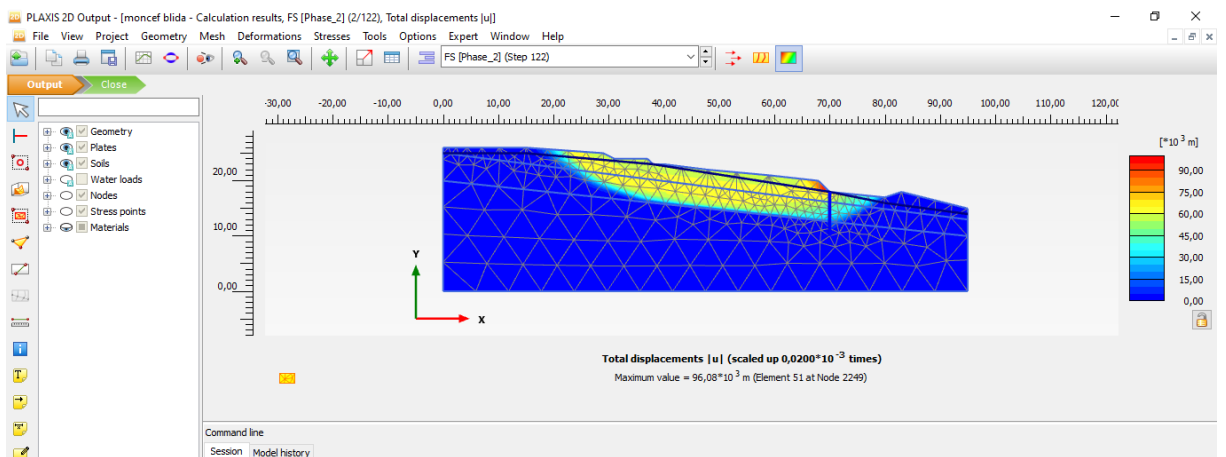


Figure IV.33. Les déplacements pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement)

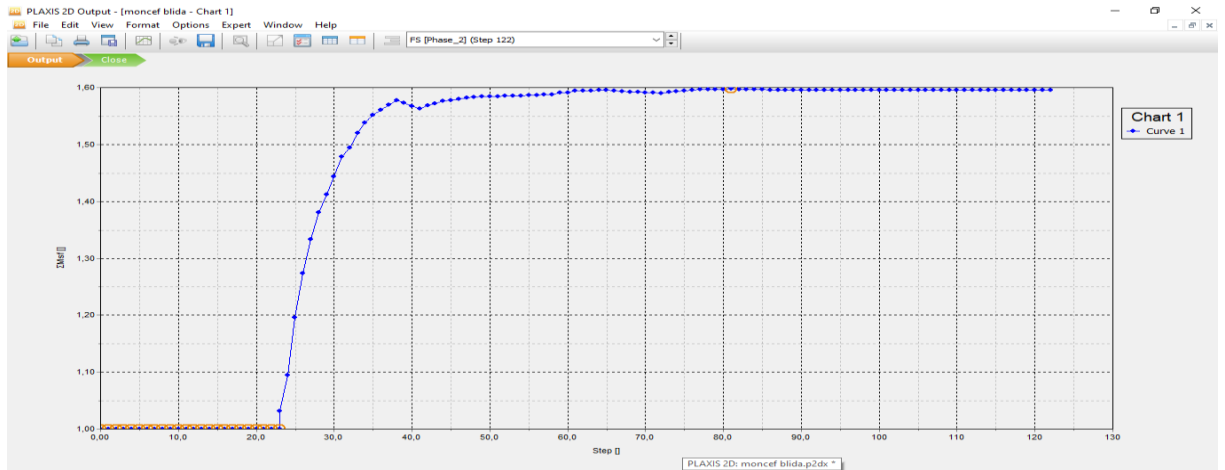


Figure IV.34. Graphe des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement)

Point	Step	Step []	ΣM_{sf} []
115	113	113,000	1,595
116	114	114,000	1,595
117	115	115,000	1,595
118	116	116,000	1,595
119	117	117,000	1,595
120	118	118,000	1,595
121	119	119,000	1,595
122	120	120,000	1,595
123	121	121,000	1,595
124	122	122,000	1,595

Figure IV.35. Tableau des coefficients de sécurité pour un rideau de palplanche de 8m de profondeur (avec allègement)

Tableau IV.2: Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité
(3^{ème} solution : rideau de palplanche)

Solution	Ancrage D (m)	Allègement	Facture de sécurité
3 ^{ème} Solution Rideau de palplanche	D = 6 m	Avec Allègement	1,445
	D = 7 m	Sans Allègement	0,962
		Avec Allègement	1,524
	D = 8 m	Avec Allègement	1,595

Constatations :

- ✓ On observe, d'après les résultats obtenus dans le tableau IV .2, lorsqu'on augmente la fiche de la palplanche, le facteur de sécurité augmente.
- ✓ On observe que la solution qui ne comportent pas l'allègement en tête du talus a donné un facteur de sécurité inadmissible ($F_s=0,962 < 1,5$).
- ✓ D'après l'analyse faite, la meilleure solution est les palplanches de fiche de 7 m avec allègement, car cette solution conforte totalement le talus et réduit le déplacement total sur le cercle de glissement et aussi en termes de couts.

Tableau IV.3 : Récapitulatifs des deux meilleures solutions.

	Fiche	Déplacement total (cm)	Facteur de sécurité
Micro pieu avec allègement	7m	0,550	1,535
Palplanches avec allègement	7m	0,199	1,524

D'après le tableau IV.3, on remarque :

Pour la solution du rideau de palplanches, le déplacement total est inférieur à celui du micro pieu, par contre le facteur de sécurité est supérieur.

On conclut, que la meilleure solution est le rideau de palplanche avec l'allègement en tête du talus qui a donné un déplacement minimal.

IV.6. Conclusion

Nous avons traité dans ce chapitre l'analyse des solutions de confortement du talus. D'après cette analyse, on a relevé que :

- ✓ La première solution proposée : les micros pieux avec et sans allègement :
 - L'augmentation de la fiche D du micro pieu fait augmenter le facteur de sécurité.
 - Pour les micros pieux sans allègement, le facteur de sécurité est inadmissible ($F_s=0,961$), mais après l'introduction de l'allègement, la stabilité du talus est rassurée (la valeur de facteur de sécurité est admissible)
- ✓ La deuxième solution proposée : les pieux avec et sans allègement
 - L'augmentation de la fiche D du pieu fait augmenter le facteur de sécurité.
 - On remarque également que l'augmentation du diamètre de pieu a donné une légère influence sur le facteur de sécurité (de 1,601 à 1,623).
 - Pour les pieux sans allègement, le facteur de sécurité est non admissible, mais après l'introduction de l'allègement, la stabilité du talus est rassurée.
- ✓ La deuxième solution : les rideaux de palplanche
 - L'augmentation de la fiche D du rideau de palplanche fait augmenter le facteur de sécurité (et les valeurs de F_s sont admissibles).
 - Pour les rideaux de palplanche sans allègement, le facteur de sécurité est non admissible ($F_s=0,962$), mais après l'introduction de l'allègement, la stabilité du talus est rassurée.
- ✓ La meilleure solution est celle du rideau de palplanches avec allègement avec une fiche D de 7m (qui a donné un déplacement minimale).

L'Objectif de ce travail est d'étudier la stabilité du talus situé au niveau d'un glissement de terrain survenue le long de chemin de wilaya N° 8 CW08 sur 1.5Km du Lot N°01, entre Médéa et Béni Atelli (wilaya de Médéa). L'objectif principal était d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique. Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi une démarche basée sur la modélisation du problème en utilisant le logiciel PLAXIS 2D.

Le talus à l'état initial sans aucune mesure de confortement était instable avec un coefficient de sécurité inférieur au seuil admissible qui est de 1.5.

Une reconnaissance et étude géotechnique ont été effectuées ainsi que l'analyse des paramètres suivant : La cohésion, l'angle de frottement, le niveau de la nappe phréatique et les poids volumiques. D'après cette étude, on conclut un profil du talus avec toutes les caractéristiques des couches.

Plusieurs solutions de confortements ont été proposés et notamment : micros pieux, des pieux et des rideaux de palplanches, avec et sans allègement en tête du talus.

- La solution de micro pieu avec allègement en tête du talus, a fourni un facteur de sécurité de 1,535 pour un micro pieu de 0,3m de diamètre, de fiche de 7 m. Ce facteur de sécurité est supérieur au seuil admissible donc cette solution est envisageable.

- La solution des pieux avec allègement en tête du talus, a fourni un facteur de sécurité de l'ordre de 1,6 pour un pieu de 0,5m et 0,8 de diamètre. Ce facteur de sécurité est supérieur au seuil admissible donc cette solution est envisageable.

- La solution du rideau de palplanches avec allègement a aussi fourni le facteur de sécurité égale à 1,524 pour les palplanches de fiche de 7m. Ce facteur de sécurité est admissible.

L'étude comparative entre les deux solutions retenues, à savoir : micro pieu avec allègement et la solution du rideau de palplanches avec allègement , nous a permis de trancher sur le choix suivant :

- Le talus peut être renforcé avec la solution la plus intéressante sur les deux plans technique et économique à savoir : les rideaux de palplanches avec allègement.

Ce travail nous a permis de mettre en avant certaines possibilités d'améliorer le talus et de le conforter.





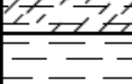
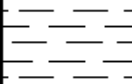

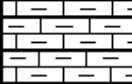


Références

- [1] IBOUKHOULEF SOUAD. (Octobre 2014). Etude de la dégradation du sol et du bâti sous l'effet du glissement de terrain pour obtention le diplôme de Master.
- [2] TAOUNZA.S et BEZARI.I(2012). *Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil*
- [3] BENKECHKACHE .I(2012). *Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère*
- [4] COSTET. J, SANGLERAT. G (1983). *Cours pratique de mécanique des sols. Paris : Bordas, Tome 2, Calcul des ouvrages, pp: 265-337*
- [5] SLIMI.A. (2008). *Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne*
- [6] Varnes, D. J. Slope movement types and processes. In Schuster, R. L. and Krizek, R. J., editors, *Landlides : analysis and control*, volume 176, pages 11
- [7] Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE .stabilité en terrain meuble page 5.
- [8] Observatoire régional risques-paca.fr .stabilisation-glislements-terrain.
- [9] Nacera Hadjimi .Etude d'un glissement de terrain survenu sur la RN65 AU PK 22+000 près de la ville de Damous.Tipaza.
- [10] Observatoire régional risques-paca.fr .stabilisation-glislements-terrain.
- [11] Ascalew Abed ET Dr Ian GN Smith, *pile Foundation Design: AStudent Guide*, school of the Built Environment, Napier University, Edinburgh.
- [12] ManjrikerGunaratne, *The Foundation Engineering Handbook*, Taylor and Francis group.
- [13] Présentation des travaux de fondation LMR (laboratoire de Mécanique des roches Ecole Poly technique Fédérale de Lausanne consulté le 24/10/2000.
- [14] BOUAFIA.A (2009). *Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, pp (219-253) et 386 p*
- [15] Lotfi Merabet, Omar Louahadj, *Modélisation Numérique D'un Pieu Isolé sous charge Axiale*, université KasdiMerbahouargla .
- [16] Moncef Radi – Sehaqui Hamza - Nguyen Ha-Phong - IliasNafaï – Weil Florian TP essais eudiométrique 2010 .

ANNEXES

ANNEXE -1 Les coupes des sondages

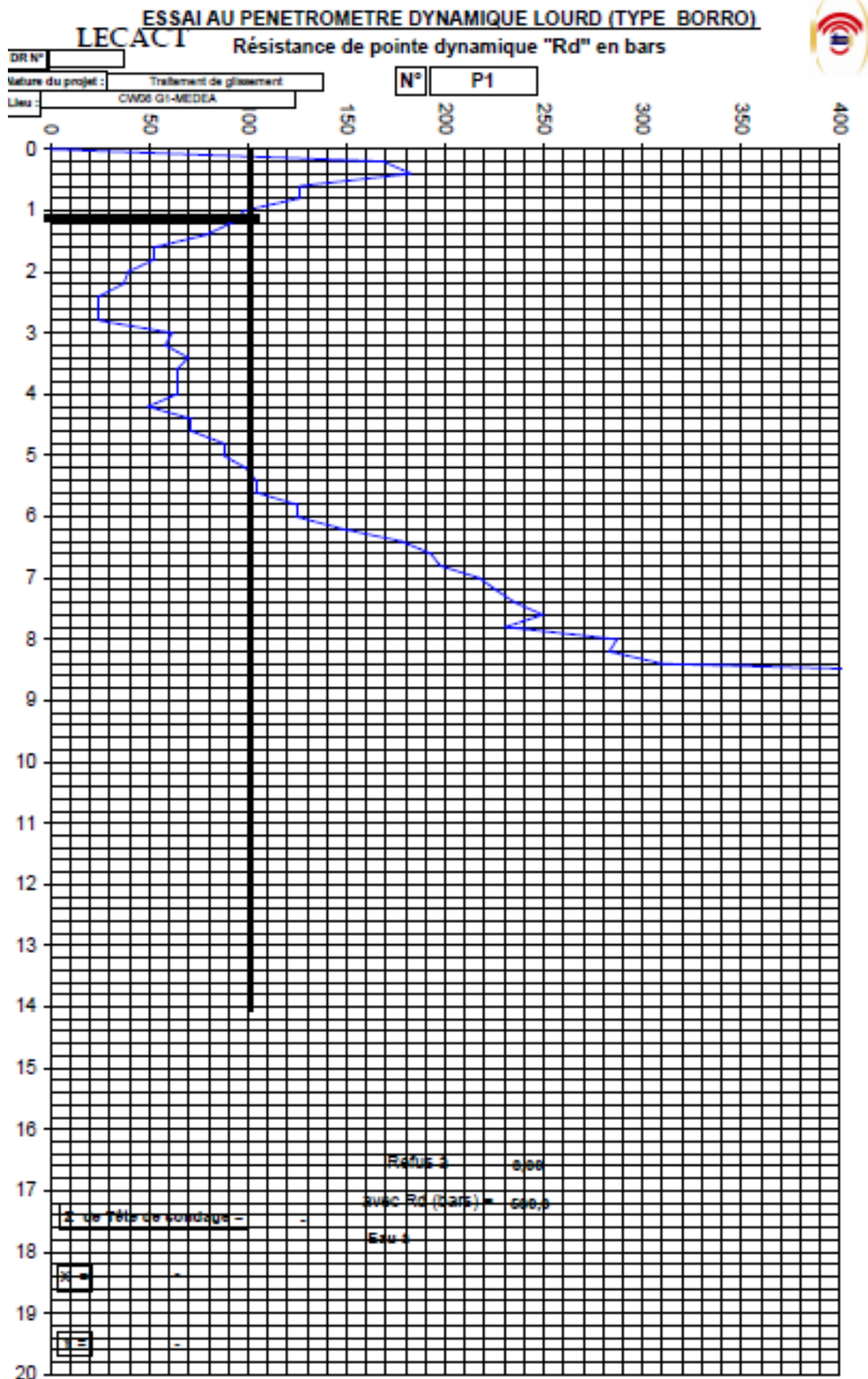
• Sondages SC 01

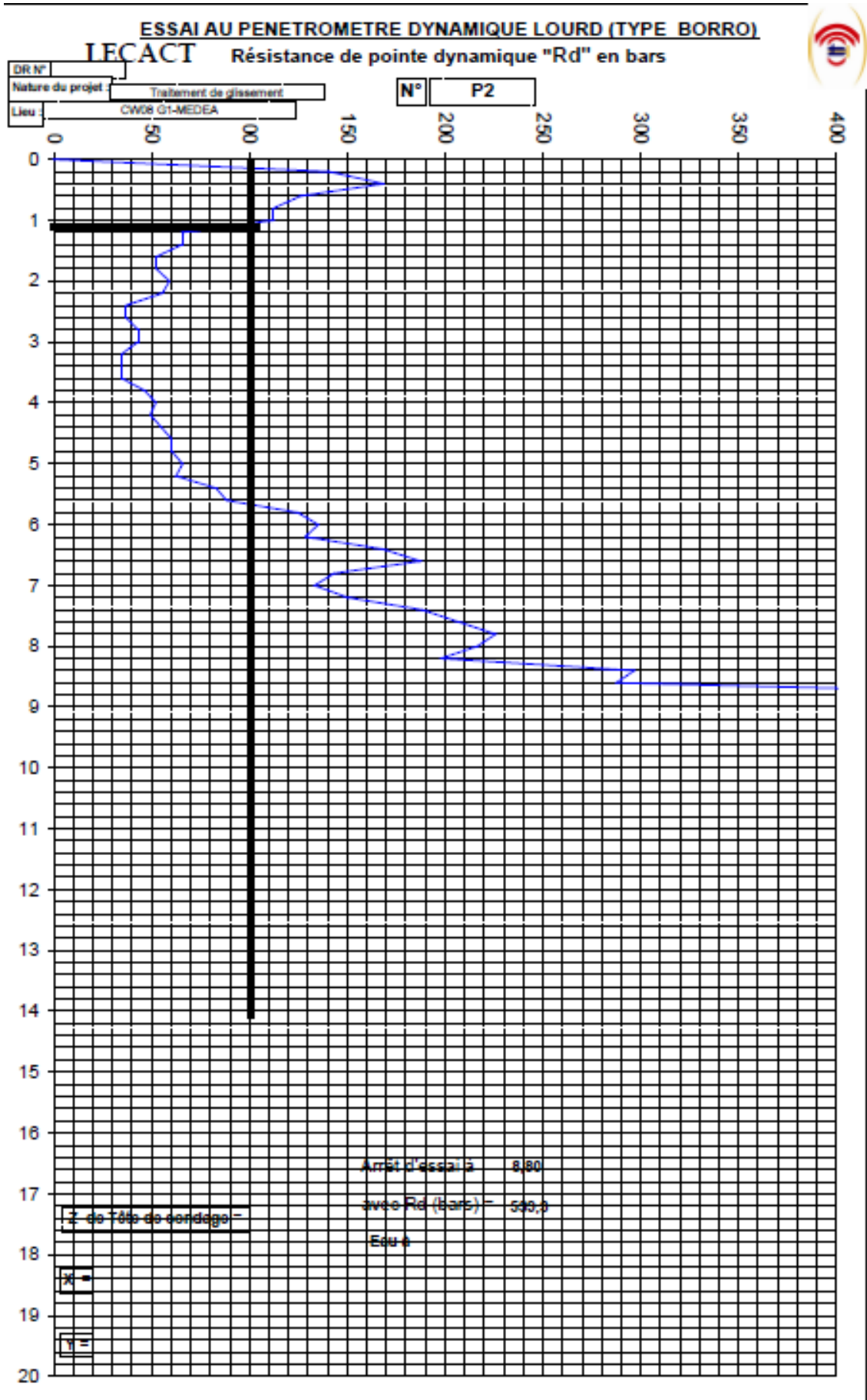
Etude : Glissement 1 CW 08 W Médéa		Sondage N° : Sg1						
Dossier N°:		Profondeur totale : 10 ML						
Date essai : Septembre 2012		Coordonnées : X = Y =						
Niveau Nappe : m		Z =						
Prof (m)	Récupération	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
0	0 25 50 75 100							
1	100 %			92			Argile limoneuse brune consistante	
2								
3							Argile limoneuse jaunâtre très consistante	
4	100 %							
5								
6							Argile marneuse panachée à matrice sableuse compacte	
7								
8								
9	80 %						Marne grisâtre indurée	
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								

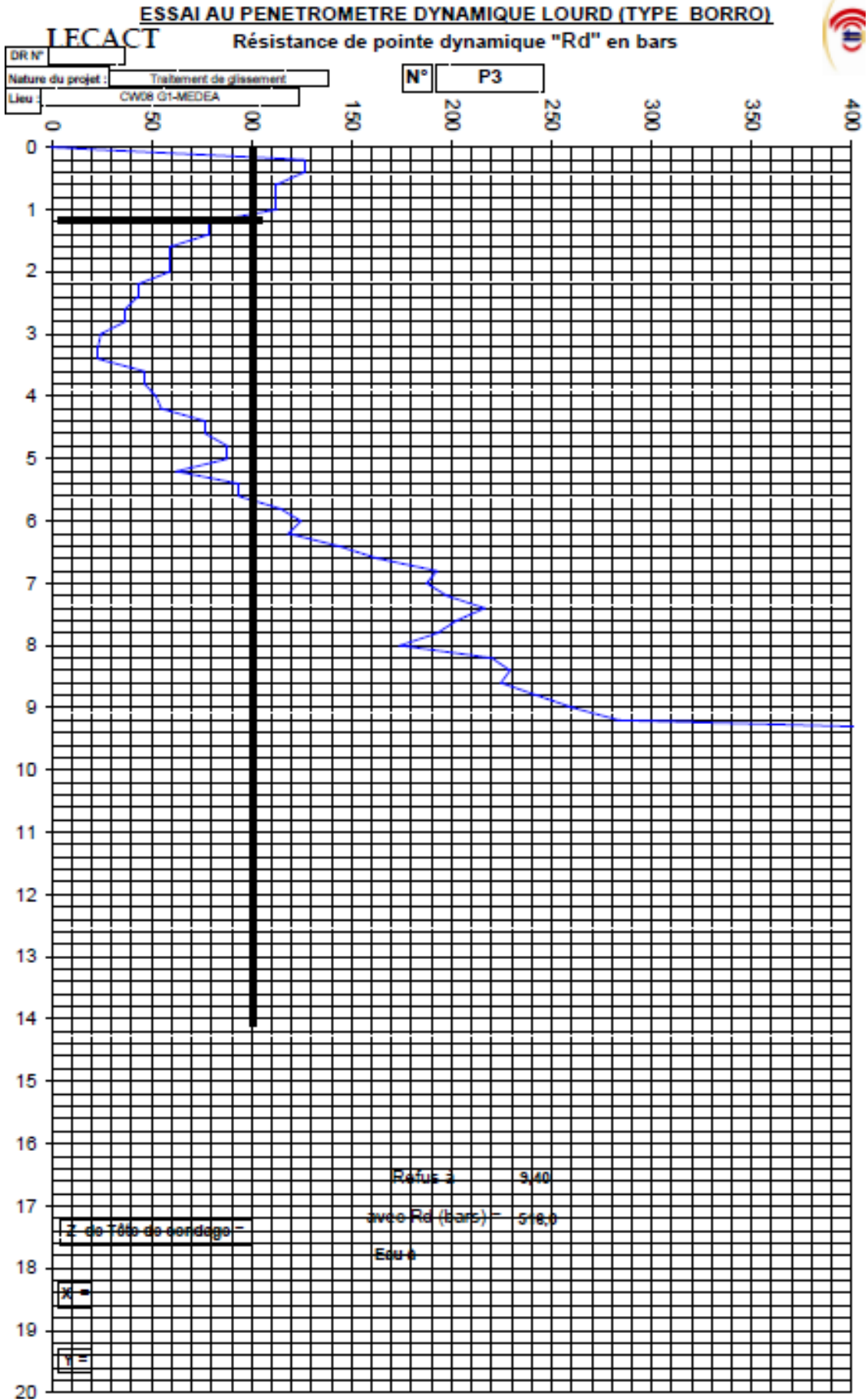
• Sondages SC 02

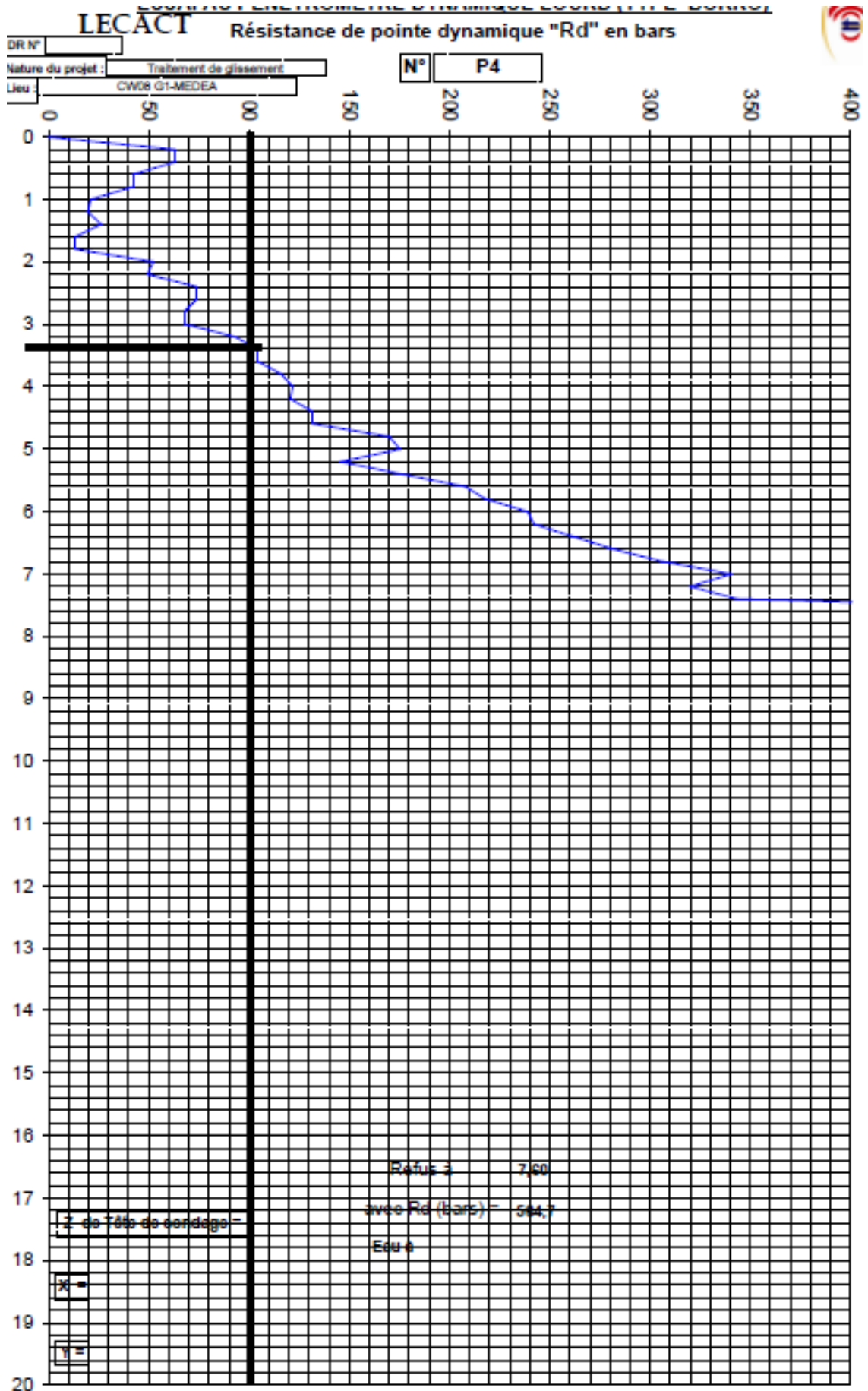
Prof (m)		Récupération	R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
0 25 50 75 100										
1									Terre végétale	
2									Argile limoneuse brune consistante	
3		100 %								
4									Argile marneuse brun grisâtre très consistante	
5					92					
6										
7										
8		80 %							Marne grisâtre indurée	
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										

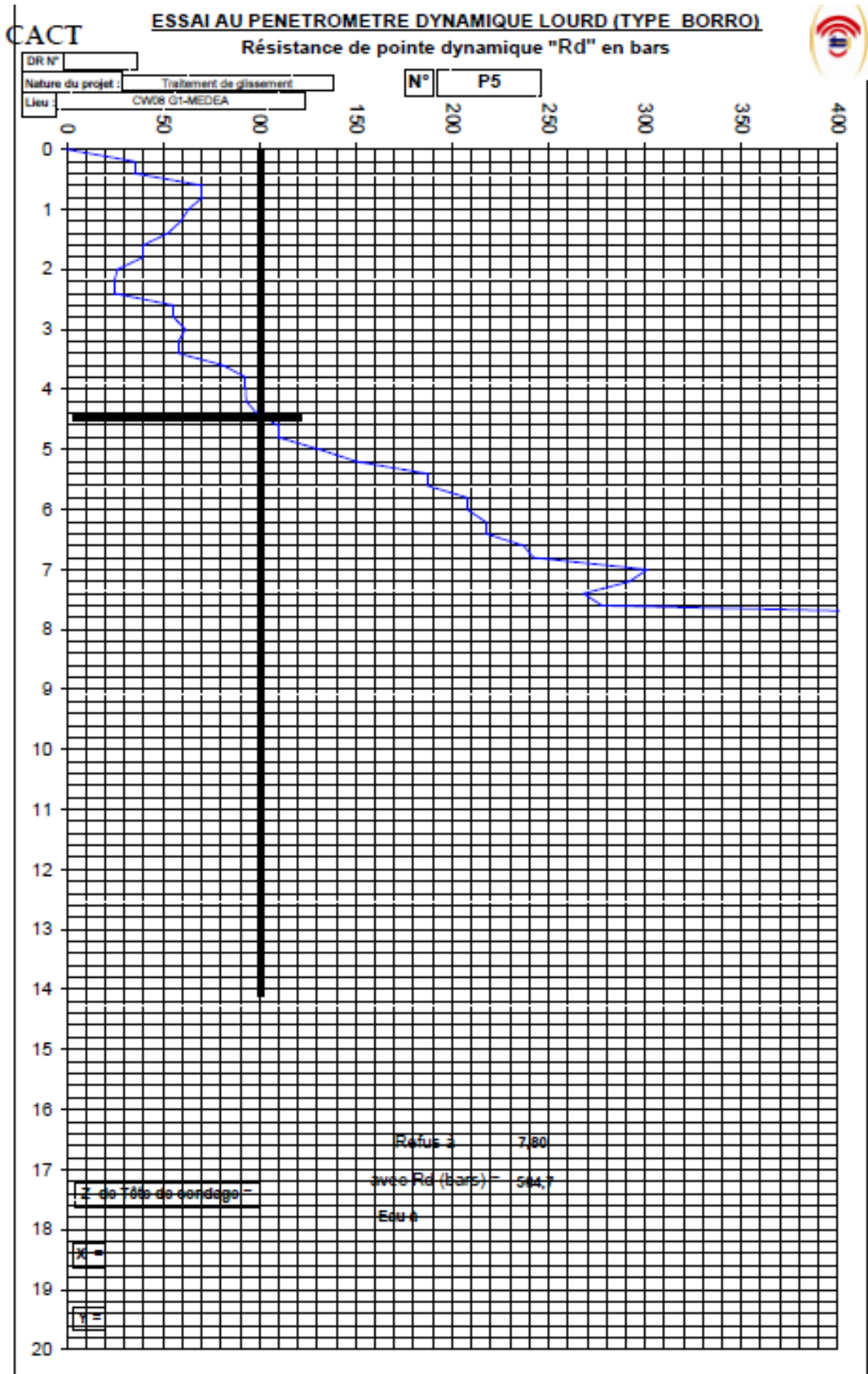
ANNEXE -2 Les pénétrogrammes

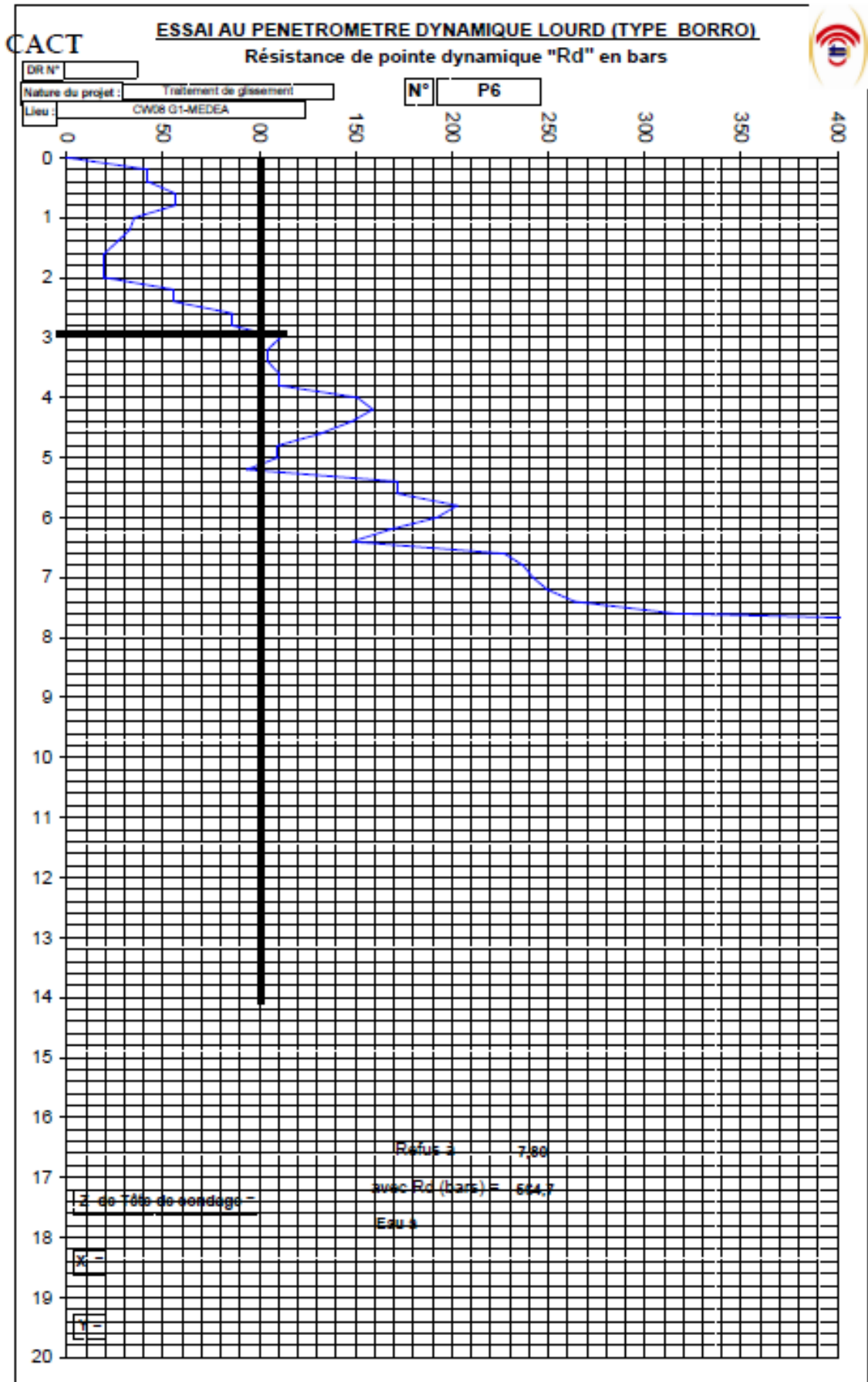


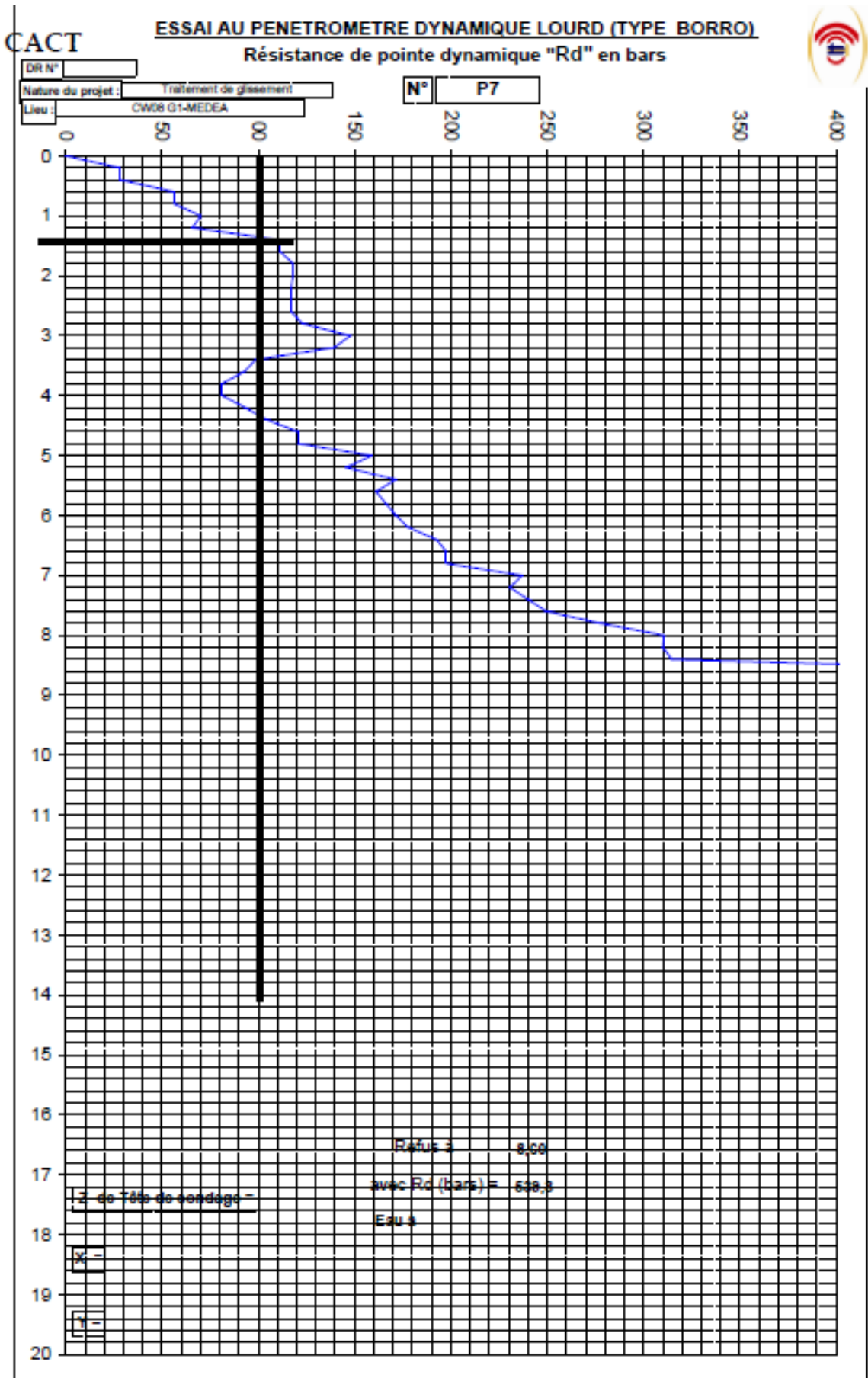


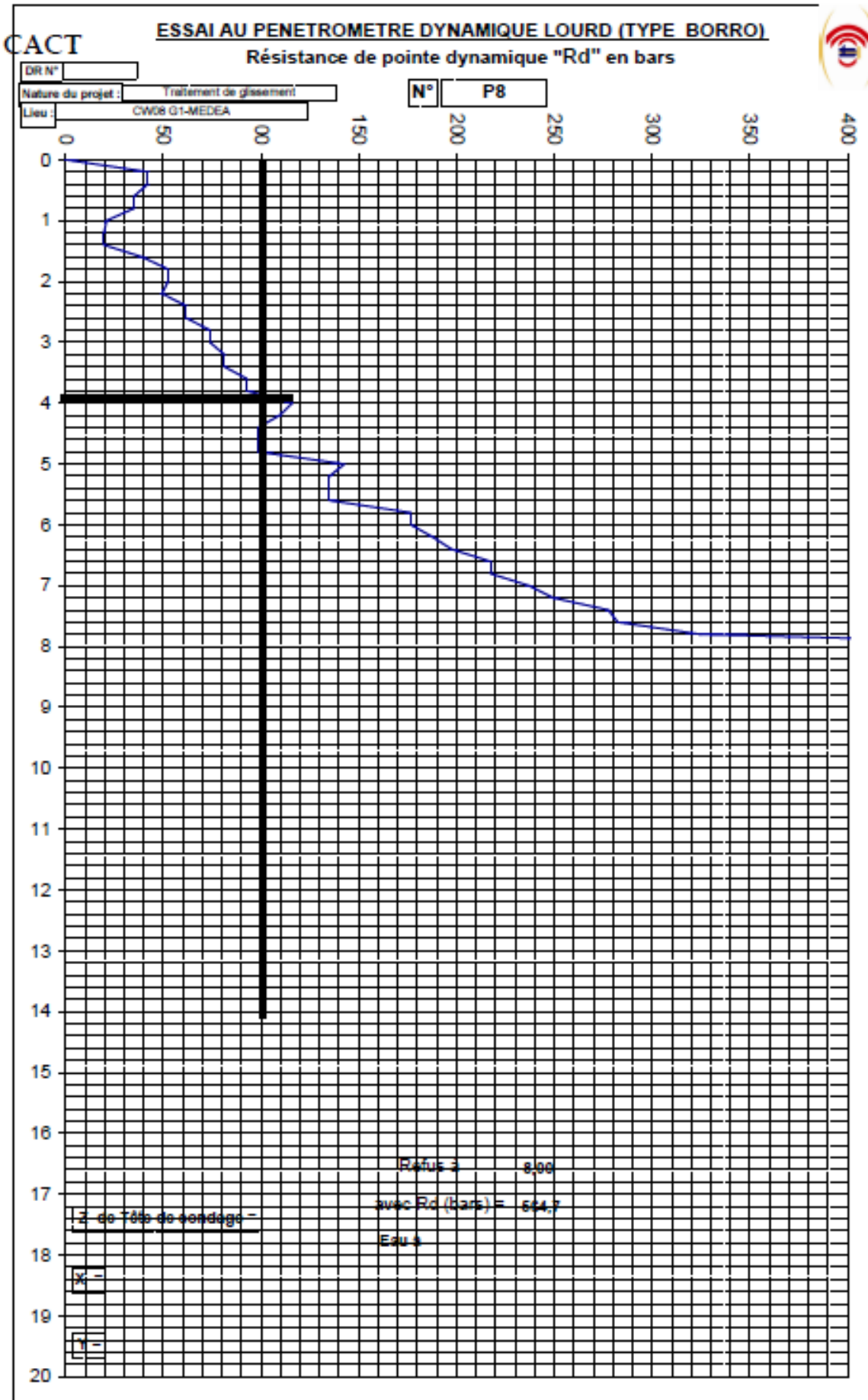


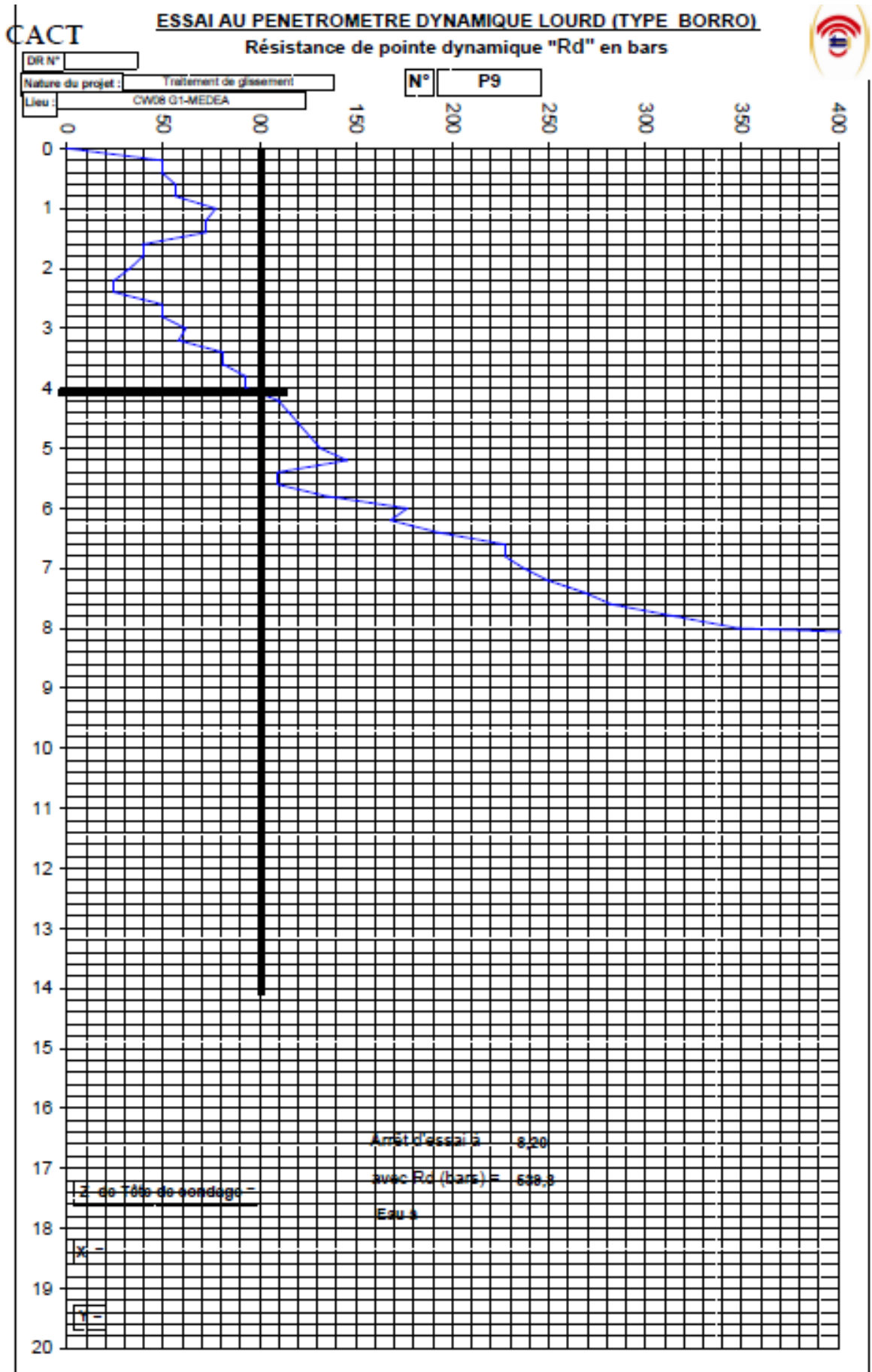












ANNEXE- 3. Résultats des essais Labo

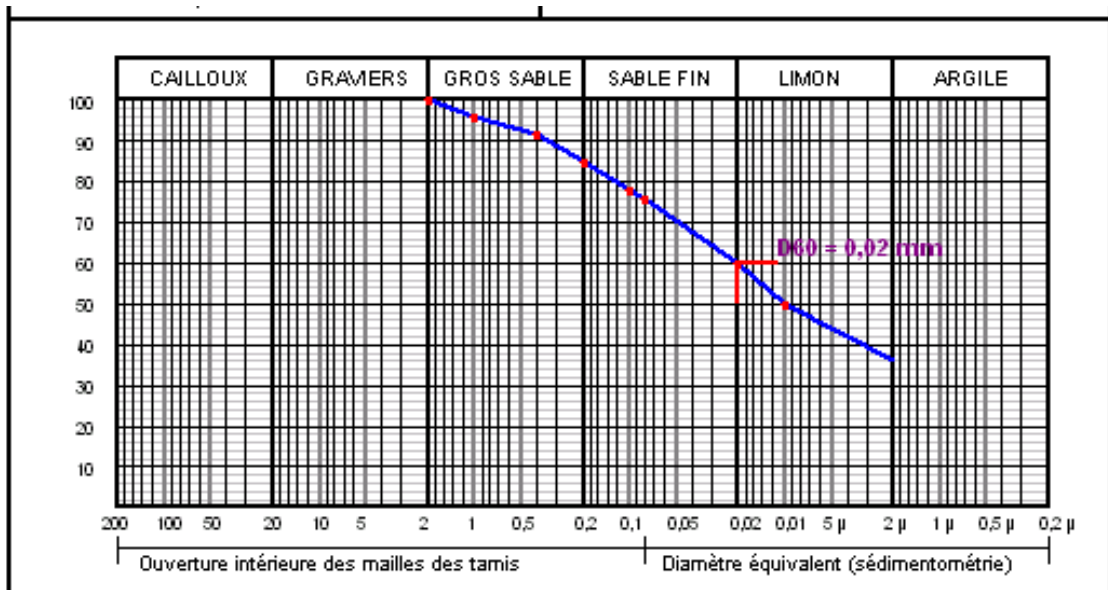
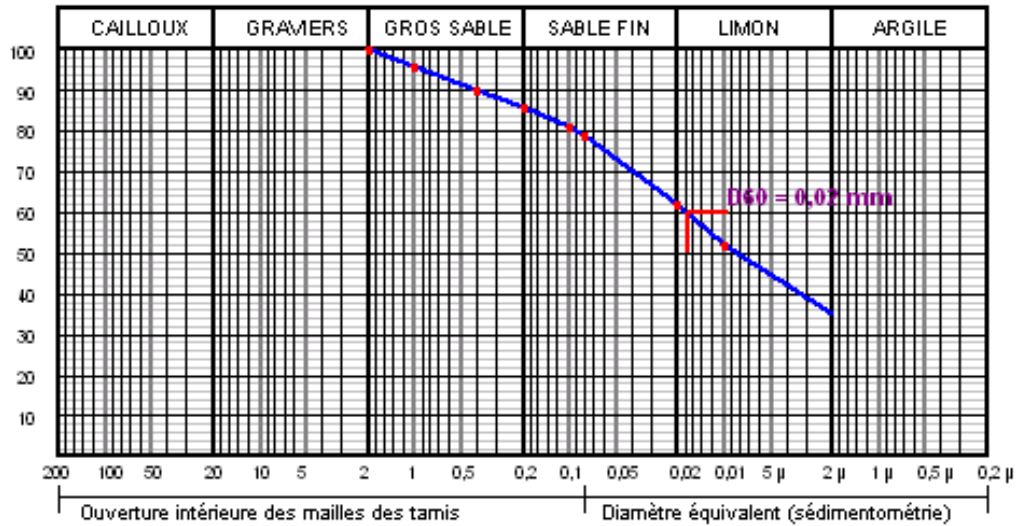
Courbes granulométriques

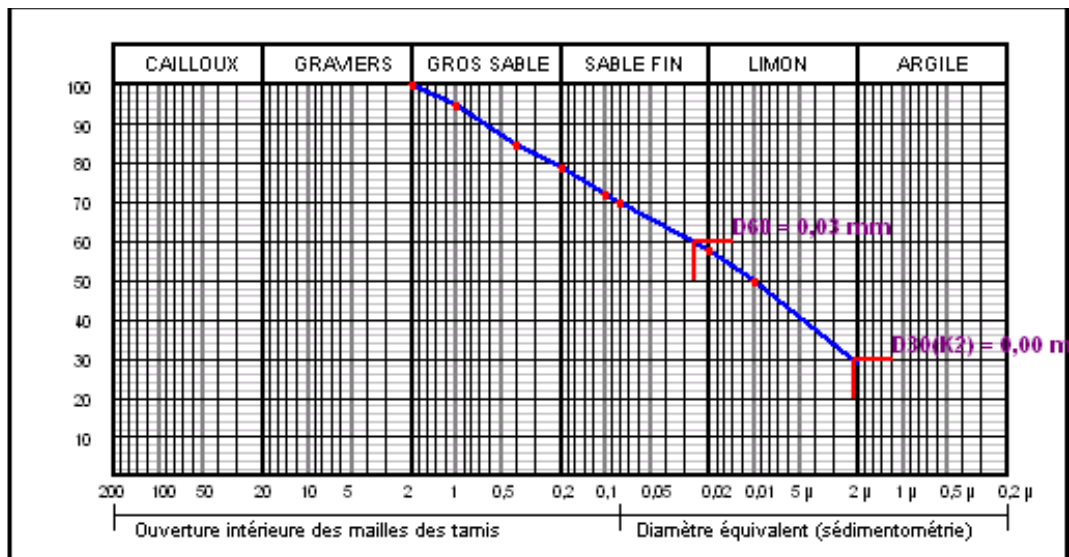
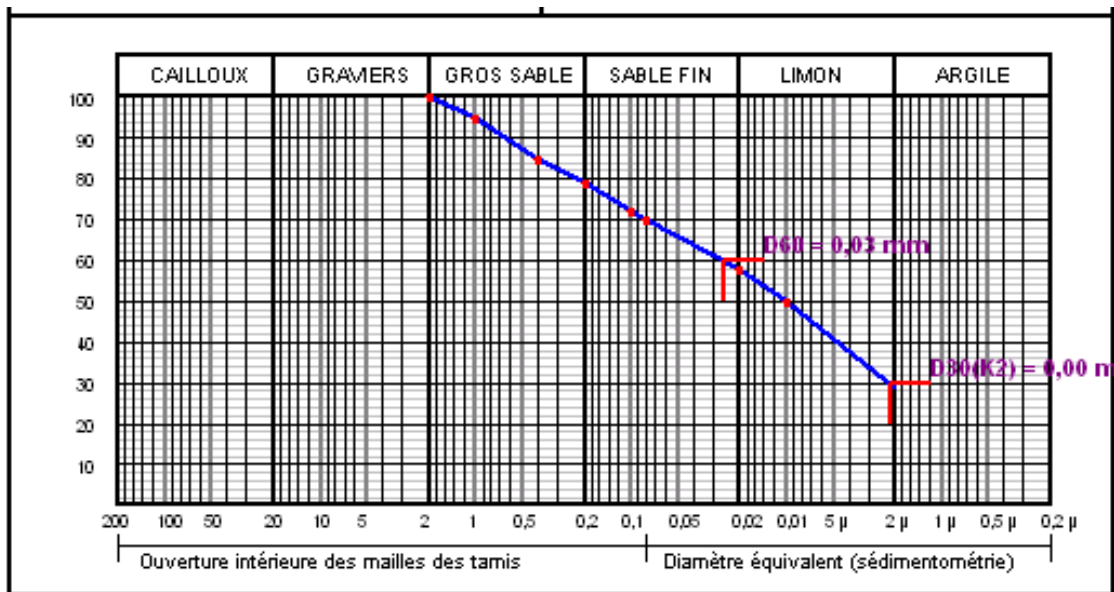
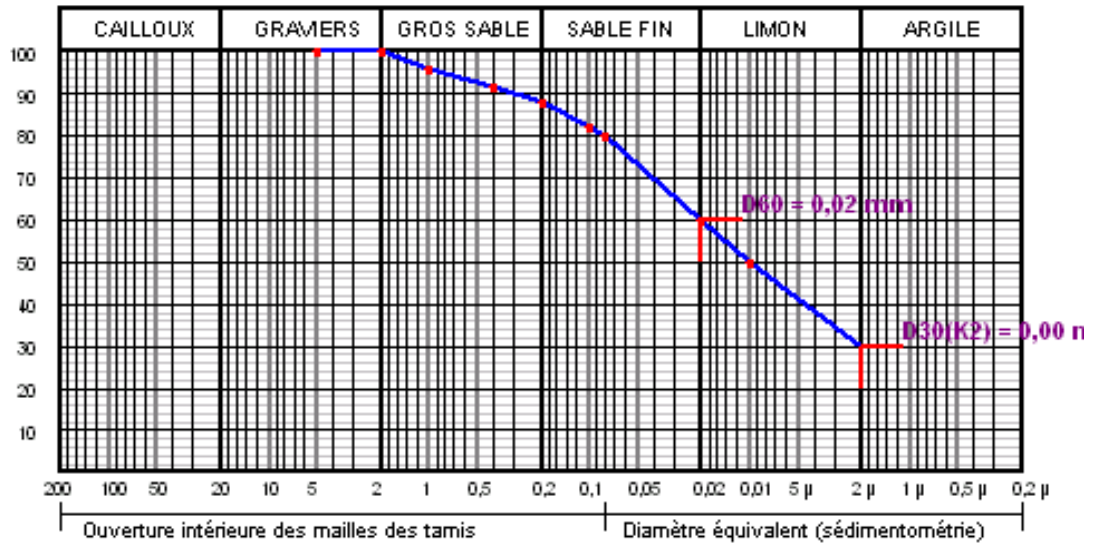
Courbes de cisaillement

Courbes de compressibilité

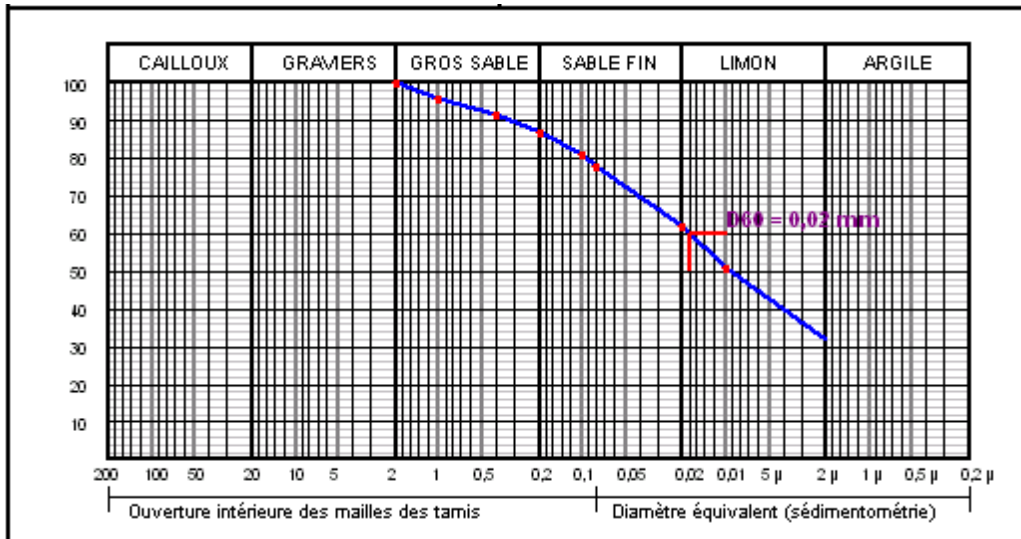
A-3 .1 Courbes granulométriques

-SC1-



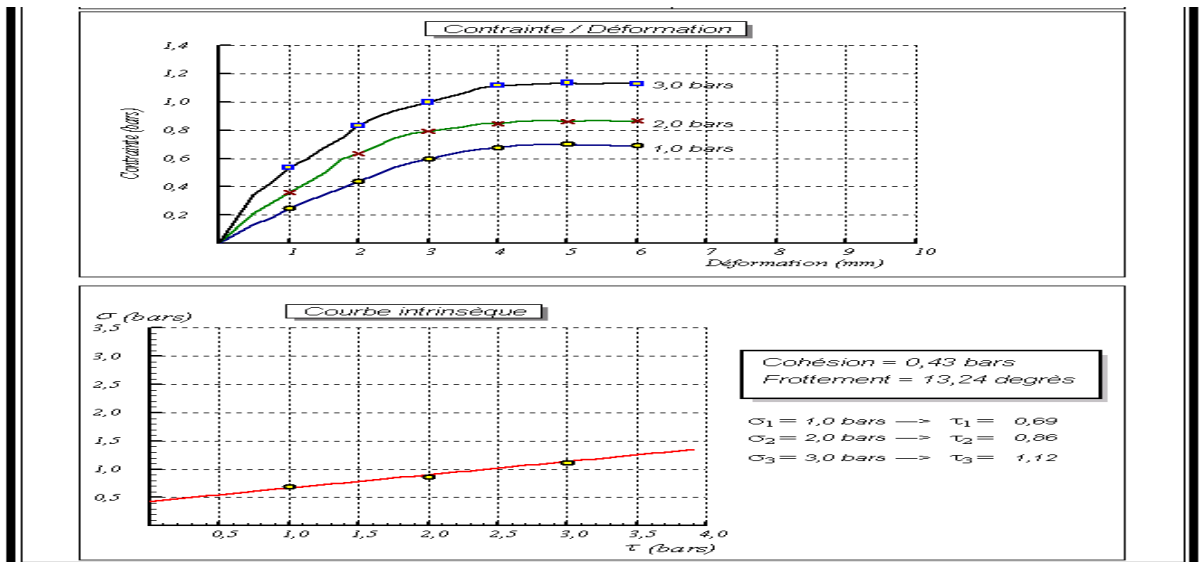


-SC2-

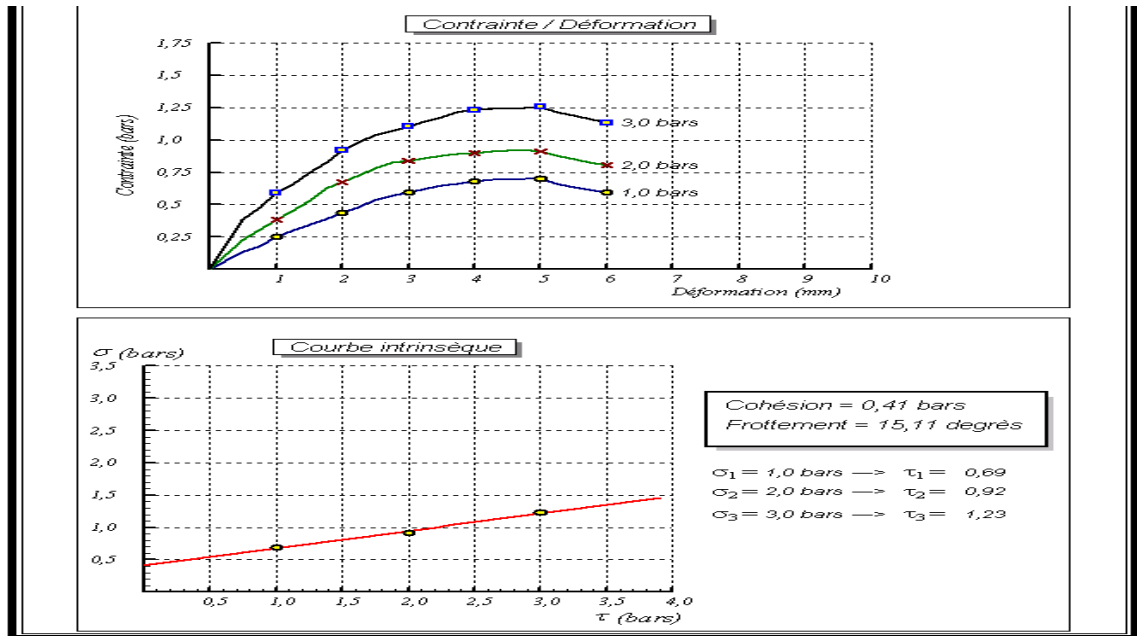


A-3.2 Courbes de cisaillement

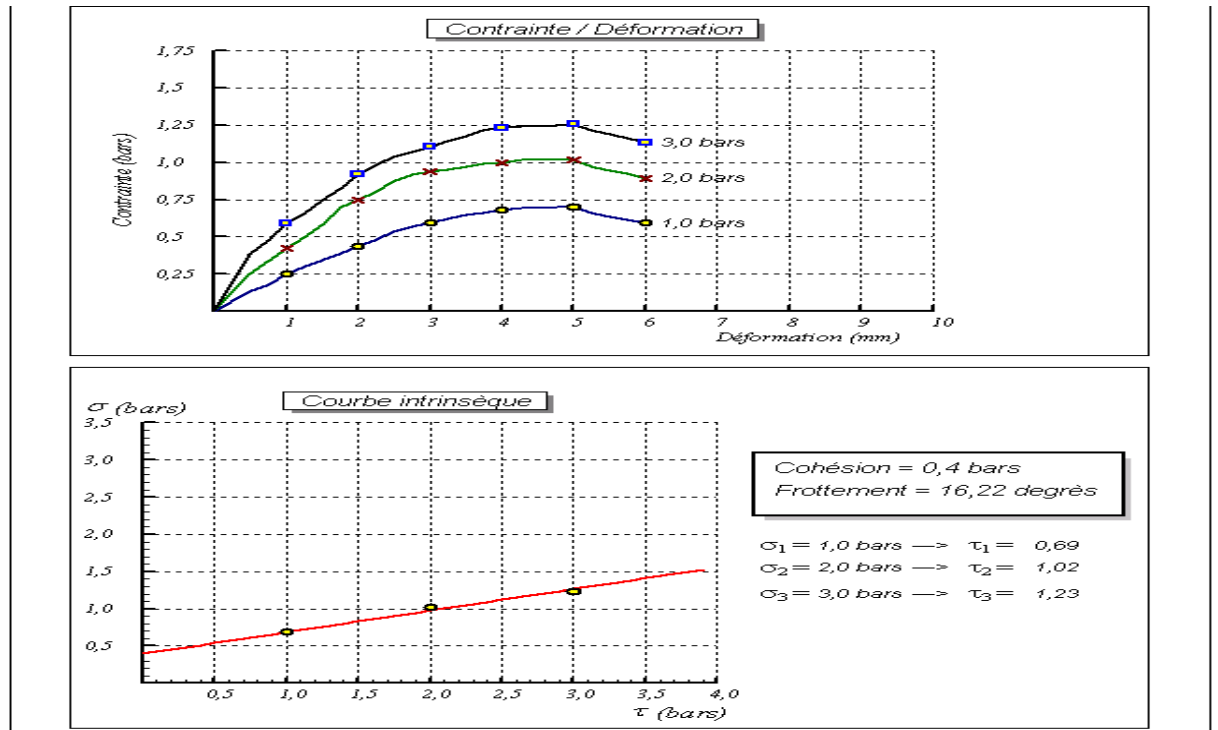
-SC1-



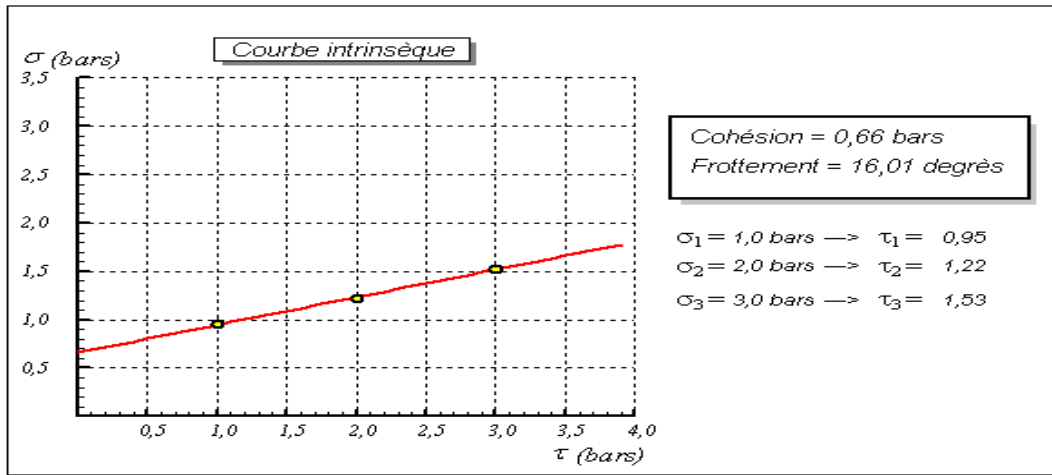
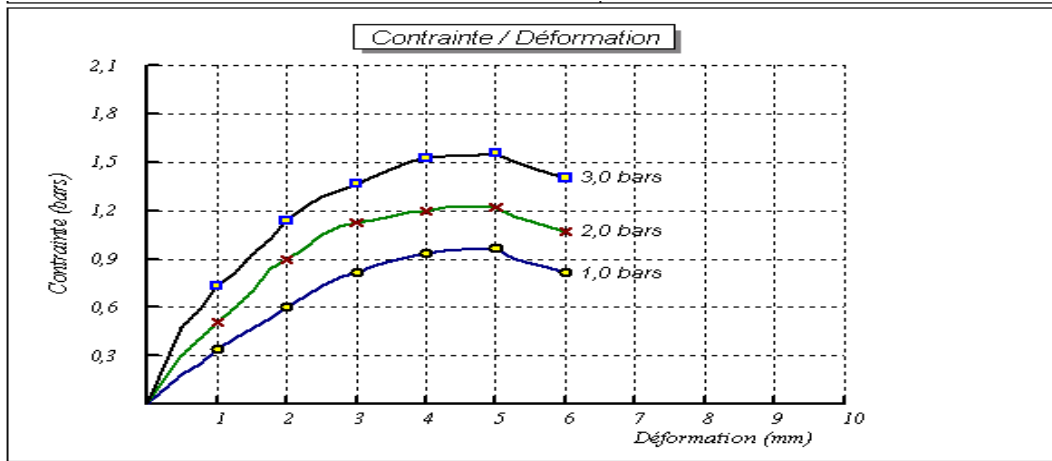
Programme -SOILS2-. Email: gvoeol_c@yahoos.fr



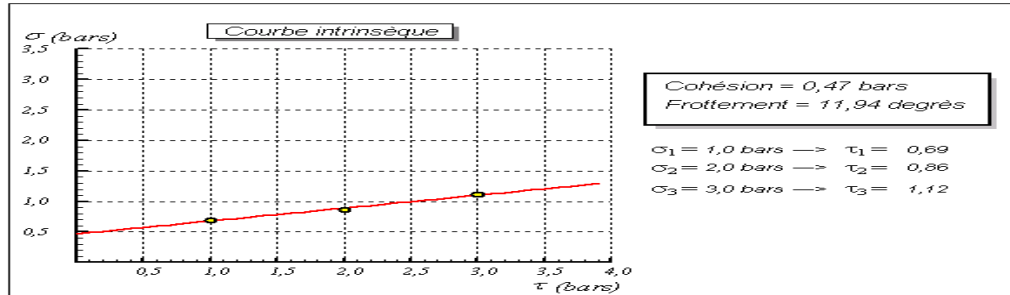
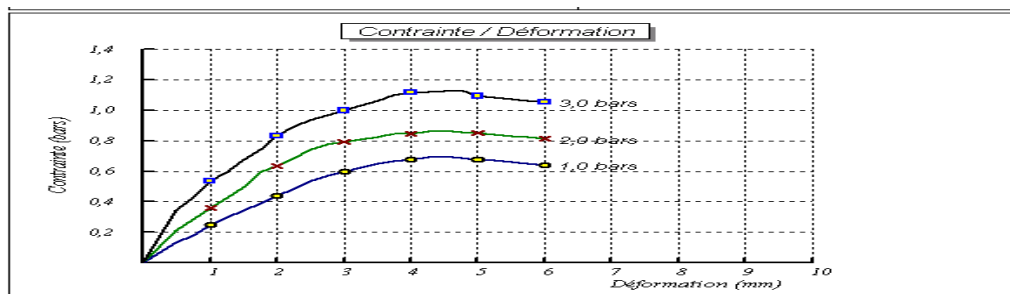
Programme -Soltest5- - Email : geores_cz@yahoo.fr

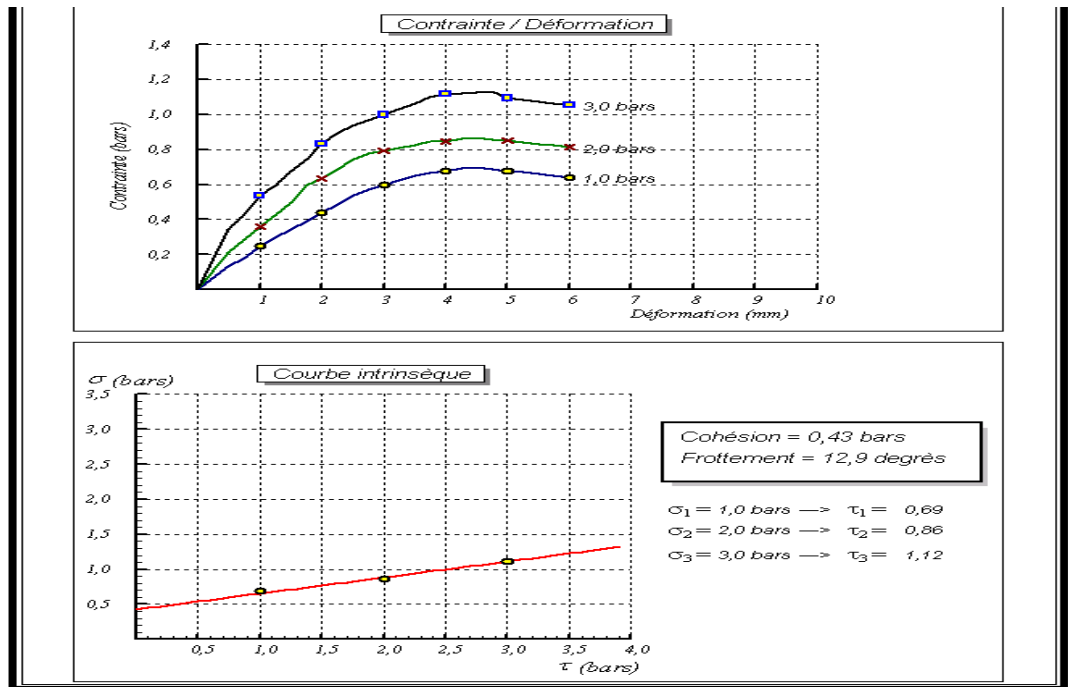


Programme -Soltest5- - Email : geores_cz@yahoo.fr

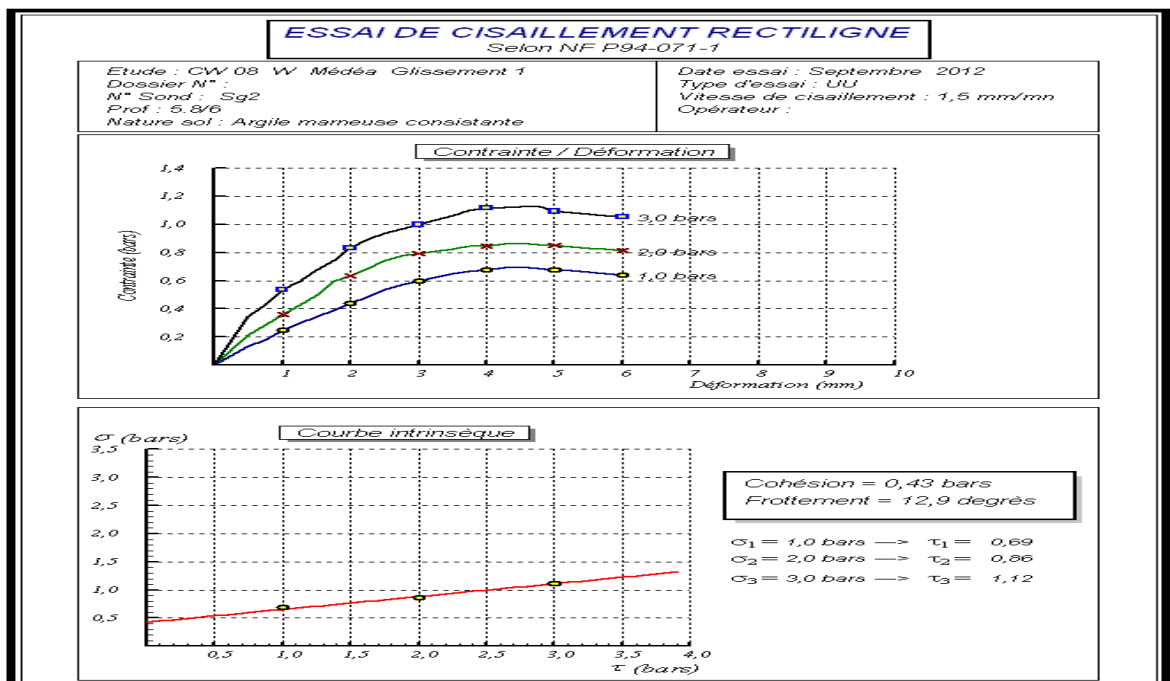


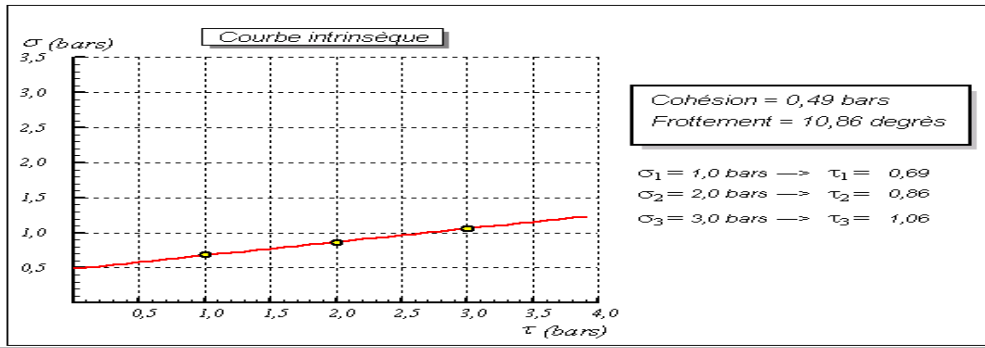
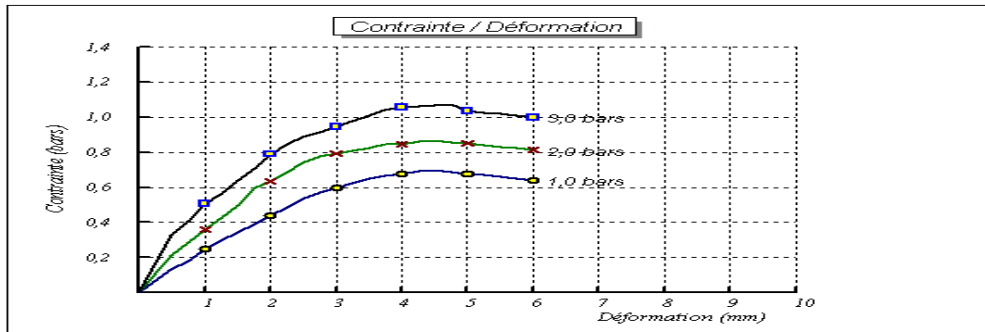
-SC2-



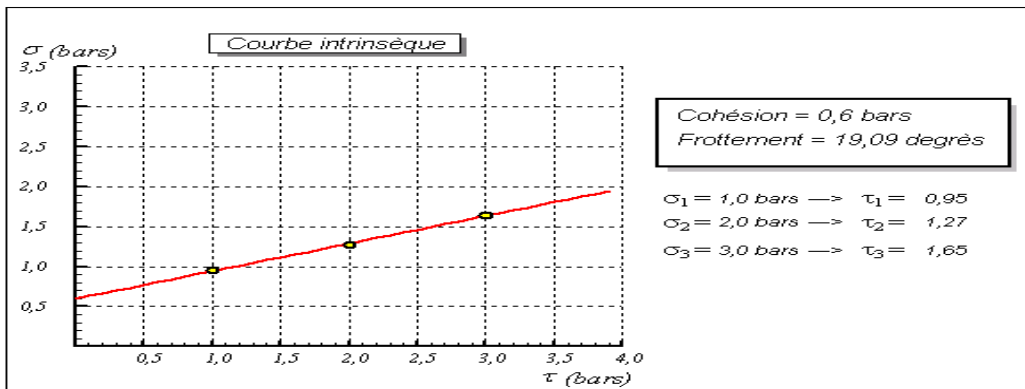
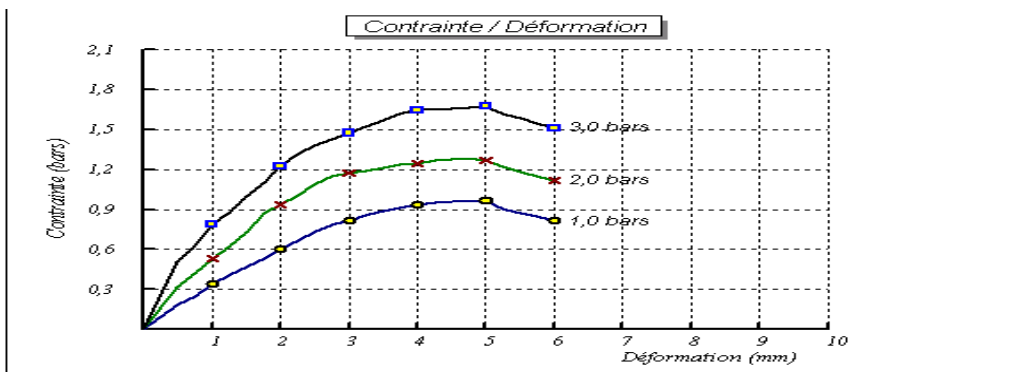


Programme -Soiltest- Essai: georal c2@ yahoo.fr



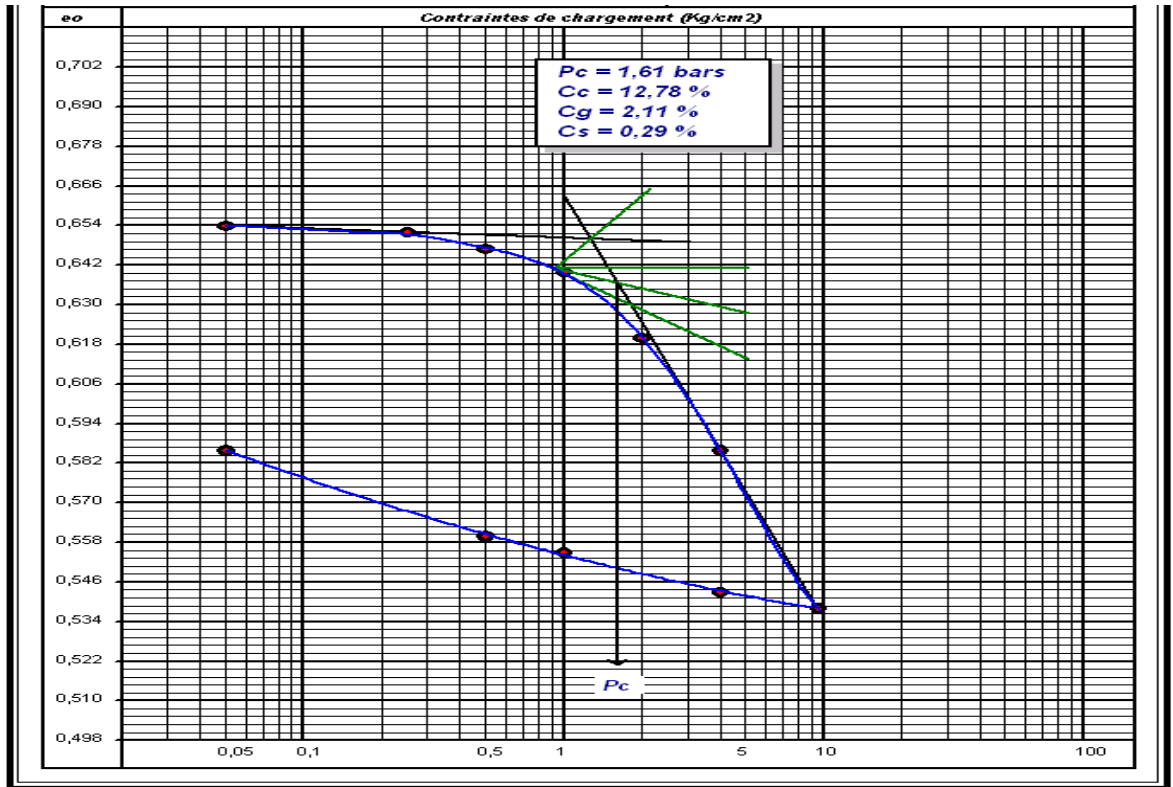


Programme -Solides-. Email: georesal_20@yahoo.fr

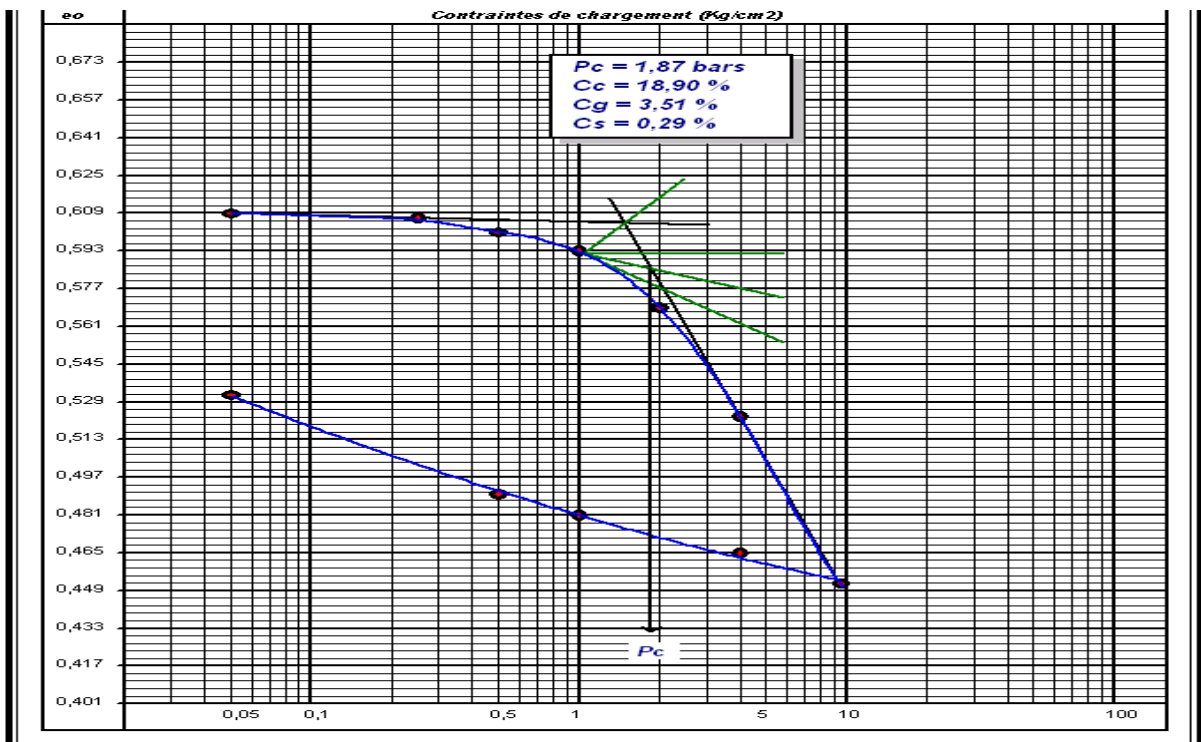


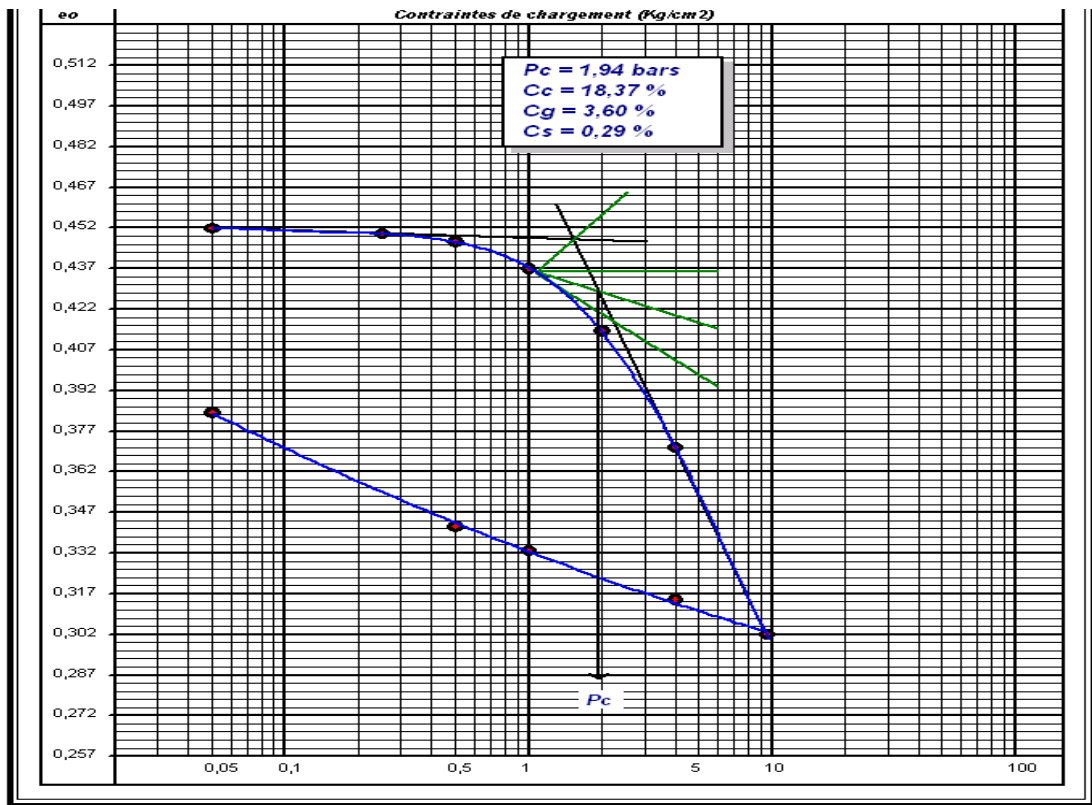
A-3.3 Courbes de compressibilité

-SC1-

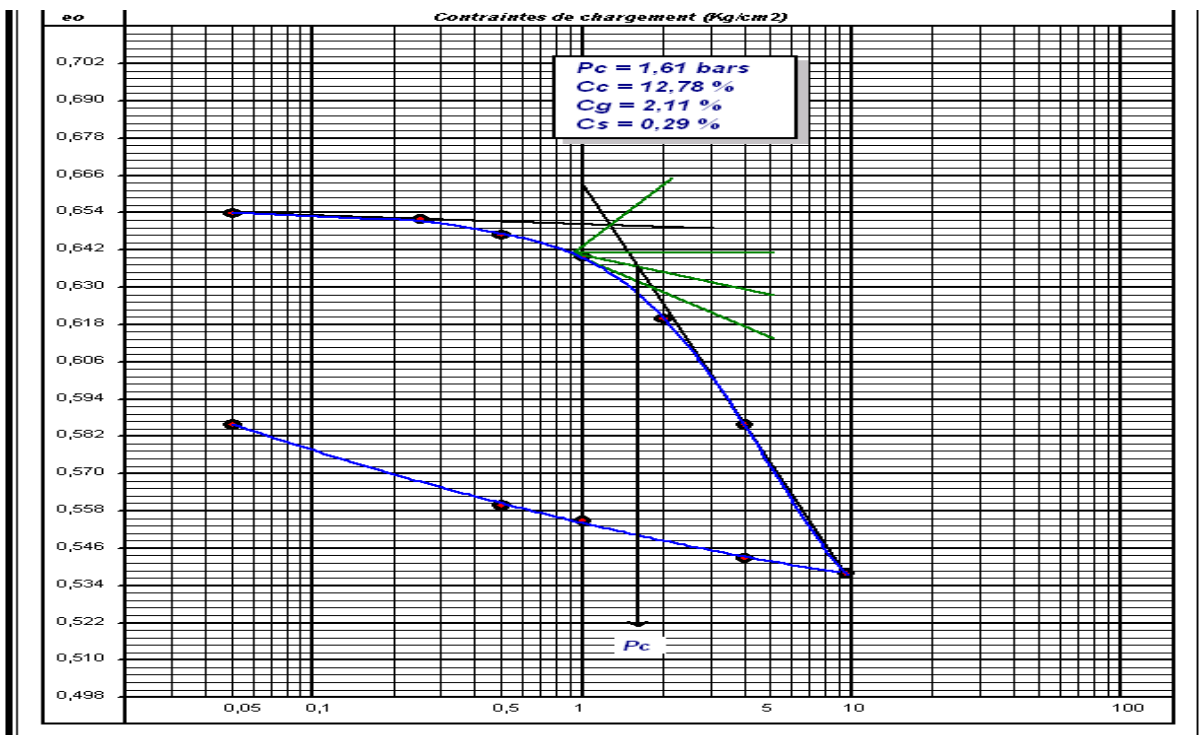


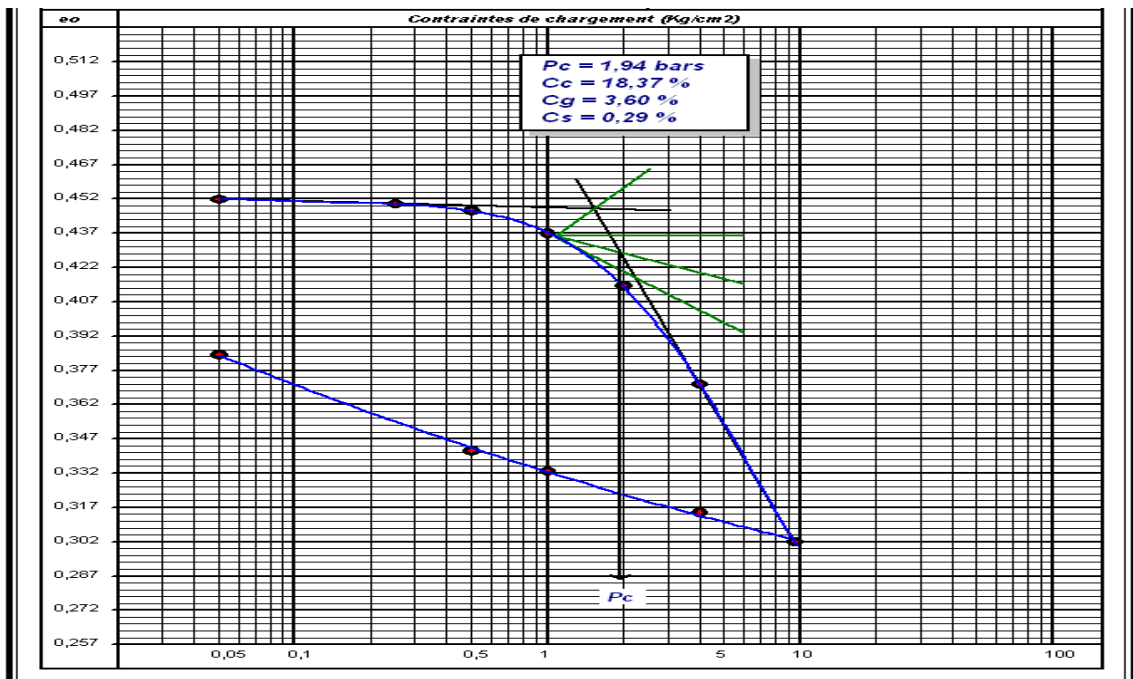
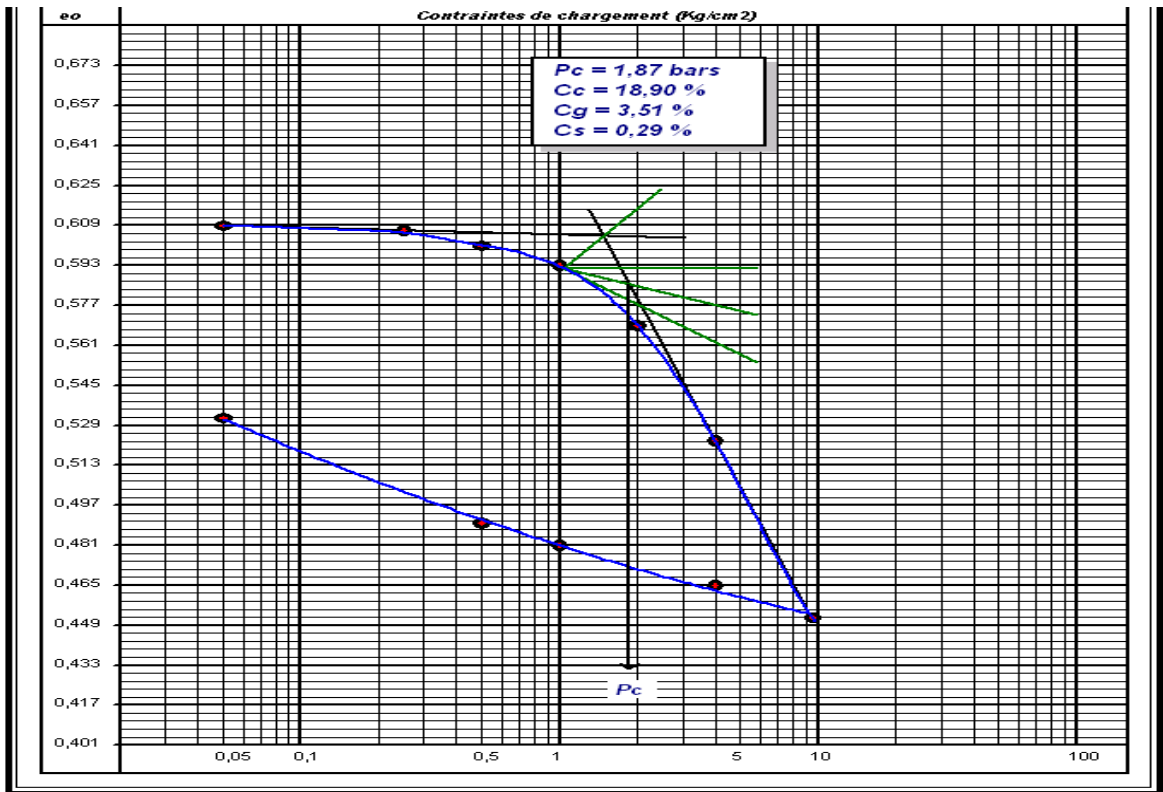
Programme «Soltests» - Email: geotec_Lab@yahoo.fr





-SC2-





ANNEXE -4**Les photos du site et le levé topographique**

Point N° : GPS 1



Point N° : GPS 5





Point N° : GPS 6



La géométrie du talus sur le levé topographique

