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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème :

Etude de Stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne Minière Est, visant à améliorer la connectivité régionale entre BOUCHEGOUF et SOUK AHRAS Tronçon du PK89 au PK103.

Présenté par :
HAMMOUDI Mohamed
BENANI Abderahmene

Encadré par :
Ing KERKAR Slim
Mr TAKI Mohamed

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre immense gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Tout d'abord, nous sommes profondément reconnaissants envers nos encadreurs, M. TAKI Mohamed et l'Ingénieur KERKAR Slim, Gérant du bureau d'études BET KERATERRA, pour leur suivi assidu, leurs précieux conseils et le partage de leur expertise technique tout au long de l'élaboration de notre mémoire.

Nous tenons à remercier chaleureusement l'ensemble des ingénieurs du bureau d'études BET KERATERRA pour leur collaboration, leur aide précieuse et les échanges enrichissants qui ont jalonné ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les ingénieurs de la SOCIÉTÉ D'ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN pour leur contribution et les connaissances qu'ils ont bien voulu nous partager.

Nous remercions les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à nos familles pour leur soutien indéfectible, à nos amis pour leur encouragement constant, ainsi qu'à l'ensemble de nos professeurs pour la formation de qualité qu'ils nous ont dispensée.

Dédicace

Je souhaite dédier humblement ce travail à mon père et à ma mère, qui ont toujours été à mes côtés et m'ont encouragé tout au long de mon parcours.

Je dédie également ce travail à toute ma famille, sans exception.

Mes remerciements vont également à mes amis, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire.

HAMMOUDI Mohamed

Dédicace

À mon père et à ma mère, piliers de ma vie et artisans de mes rêves, qui m'ont donné la force de croire en moi.
À ma famille, toute entière, pour son amour inconditionnel.
À mes amis, pour leur loyauté et leurs encouragements.
Et à tous ceux qui, par un geste, une parole ou un conseil, ont éclairé mon chemin vers l'accomplissement de ce travail.

BENANI Abderahmene

Résumé :

Les travaux de terrassement, notamment la réalisation de déblais, peuvent engendrer des instabilités importantes des talus lorsque les conditions géotechniques et géomorphologiques sont défavorables, impactant la sécurité des ouvrages et des usagers, avec des conséquences parfois graves sur le plan économique et humain. Dans le cadre de notre mémoire, nous nous sommes focalisés sur l'étude de la stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne Minière Est, visant à améliorer la connectivité régionale entre Bouchegouf et Souk Ahras, plus précisément sur le tronçon du PK 89 au PK 103.

Nous avons sélectionné les quatre déblais les plus complexes et les plus importants de ce tronçon, à savoir les déblais 26, 27, 28 et 29. Pour chacun d'eux, nous avons procédé à une analyse détaillée de la stabilité en confrontant les données de reconnaissance géotechnique, les caractéristiques des sols et les paramètres géométriques des talus. Sur la base de ces analyses, nous avons proposé des solutions de confortement adaptées : un terrassement accompagné d'une végétation pour les déblais 26 et 27, un matelas Reno pour le talus du déblai 28, et deux variantes pour le talus du déblai 29 (terrassement avec végétation d'une part, et réduction du terrassement avec renforcement par paroi clouée d'autre part). Grâce à une analyse comparative technique et économique, nous avons retenu la solution optimale consistant en un terrassement avec végétation pour le déblai 29.

Mots clés : stabilité des talus, déblai, terrassement, végétation, matelas Reno, paroi clouée, calcul de stabilité.

الملخص

قد تؤدي أعمال الحفر والردم، وخاصةً الحفريات، إلى عدم استقرار كبير في المنحدرات عندما تكون الظروف الجيوتقنية والجيومورفولوجية غير مواتية، مما يؤثر على سلامة المنشآت والمستخدمين، وقد تترتب على ذلك عواقب اقتصادية وبشرية وخيمة. في هذه الأطروحة، ركزنا على دراسة استقرار التربة أثناء أعمال الحفر والردم لمشروع خط التعدين الشرقي، الذي يهدف إلى تحسين الربط الإقليمي بين بوشجوف وسوق أهراس، وتحديدًا في الجزء الممتد من الكيلومتر 89 إلى الكيلومتر 103.

اخترنا أربعة من أكثر عمليات الحفر تعقيدًا و أهمية في هذا الجزء: 26 و27 و28 و29. لكل منها، أجرينا تحليلًا تفصيليًا للاستقرار، وقارنا بيانات المسح الجيوتقني وخصائص التربة ومعايير هندسة المنحدر. استنادًا إلى هذه التحليلات، اقترحنا حلولًا مناسبة لتثبيت المنحدرات: بناء مصاطب مغطاة بالنباتات للمقطعين 26 و27، واستخدام طبقة رينو لتثبيت منحدر المقطع 28، وخيارين لمنحدر المقطع 29 (بناء مصاطب مغطاة بالنباتات من جهة، وبناء مصاطب مخففة مع تدعيم باستخدام مسامير التربة من جهة أخرى). ومن خلال تحليل فني واقتصادي مقارن، اخترنا الحل الأمثل: بناء مصاطب مغطاة بالنباتات للمقطع 29.

الكلمات المفتاحية: استقرار المنحدرات، القطع، بناء المصاطب، النباتات، طبقة رينو، تثبيت التربة، حساب الاستقرار.

Abstract:

Earthworks, particularly excavation, can lead to significant slope instability when geotechnical and geomorphological conditions are unfavorable, impacting the safety of structures and users, sometimes with serious economic and human consequences. In this thesis, we focused on studying the stability of the ground during earthworks for the Eastern Mining Line project, aimed at improving regional connectivity between Bouchegouf and Souk Ahras, specifically on the section from kilometer point (PK) 89 to PK 103.

We selected the four most complex and significant excavations on this section: 26, 27, 28, and 29. For each of these, we conducted a detailed stability analysis, comparing geotechnical survey data, soil characteristics, and slope geometry parameters. Based on these analyses, we proposed suitable stabilization solutions: terracing with vegetation for cuts 26 and 27, a Reno mattress for the slope of cut 28, and two options for the slope of cut 29 (terracing with vegetation on the one hand, and reduced terracing with reinforcement using soil nailing on the other). Through a comparative technical and economic analysis, we selected the optimal solution: terracing with vegetation for cut 29.

Keywords: slope stability, cut, terracing, vegetation, Reno mattress, soil nailing, stability calculation.

Liste des figures :

Figure 1.1 : Exemple d'une couche d'argilite 2
Figure 1.2 : Les types de chutes de blocs. 5
Figure 1.3 : Coulée de boue et Glissement de terrain. 5
Figure 1.4 : Glissement plan, rotationnel et complexe 6
Figure 1.5 : Le phénomène du fluage. 7
Figure 1.6 : Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb 8
Figure 1.7 : Glissement rotationnel simple 9
Figure 1.8 : Glissement rotationnel complexe 10
Figure 1.9 : Glissement plan 10
Figure 1.10 : Glissement quelconque 10
Figure 1.11 : Différents types de rupture circulaire 11
Figure 1.12 : Notations des paramètres de la méthode de Taylor 12
Figure 1.13 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations 12
Figure 1.14 : Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimale 13
Figure 1.15 : Schéma du Reprofilage 14
Figure 1.16 : Exemple d'un drainage superficiel de talus 15
Figure 1.17 : Un drain subhorizontal 15
Figure 1.18 : Schéma d'une tranchée drainante 15
Figure 1.19 : Exemple d'une paroi clouée 16
Figure 1.20 : Exemple d'un tirant d'ancrage 16
Figure 1.21 : Exemple d'un géosynthétique alvéolaire 17
Figure 1.22 : Exemple d'une végétalisation d'un talus 18
Figure 1.23 : Exemple d'un matelas Reno 19
Figure 1.24 : Exemple de butée de pied 19
Figure 1.25 : Exemples de modélisation sur le logiciel GEO5 21
Figure 2.1 : Limites administratives de la zone du projet 24
Figure 2.2 : Communes traversées par le projet de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras. 25
Figure 2.3 : Localisation du tracé sur image Google Earth 25
Figure 2.4 : Situation du tracé de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras sur la carte géologique de Constantine au 1/500 000. 26
Figure 2.5 : Profil en long des déblais 27
Figure 2.6 : Carte hydrogéologique de la région Est du pays. 28
Figure 2.7 : Carte géologique de Bouchegouf 1/50 000, feuille 29
Figure 2.8 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 2024). 30
Figure 2.9 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°26 32
Figure 2.10 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°27 33
Figure 2.11 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°28 34
Figure 2.12 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°29 35
Figure 3.1 : Plan d'implantation de l'investigation in situ sur image Google Earth 38
Figure 3.2 : Variations en profondeurs de E (bars) et Pl* (bars) 44
Figure 3.3 : Profil en long du déblai n°26 et de sa lithologie 54
Figure 3.4 : Profil en long du déblai n°27 et de sa lithologie 54
Figure 3.5 : Profil en long du déblais n°28 et de sa lithologie 55
Figure 3.6 : Profil en long du déblais n°29 et de sa lithologie 55
Figure 4.1 : Profil de l'étude du déblai n°26 58
Figure 4.2 : La coupe transversale du déblai 26 et sa lithologie 59

Figure 4.3 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1 60
Figure 4.4 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,08, soit une augmentation de 8 % 61
Figure 4.5 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,35, soit une augmentation de 27 % par rapport au cas précédent 61
Figure 4.6 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,51, soit une augmentation de 16 % par rapport au cas précédent. 62
Figure 4.7 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 79,1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,26 63
Figure 4.8 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =1 64
Figure 4.9 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,14, soit une augmentation de 14 % 64
Figure 4.10 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,53, soit une augmentation de 39 % par rapport au cas précédent 65
Figure 4.11 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 78.6 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,27 65
Figure 4.12 : Profil de l'étude du déblai n°27 66
Figure 4.13 : La coupe transversale du déblai 27 et sa lithologie 66
Figure 4.14 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1 67
Figure 4.15 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,08, soit une augmentation de 8 % 68
Figure 4.16 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 3H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,34, soit une augmentation de 26 % par rapport au cas précédent 68
Figure 4.17 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,54, soit une augmentation de 20 % par rapport au cas précédent. 69
Figure 4.18 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 80,1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,24 69
Figure 4.19 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1 70
Figure 4.20 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,18, soit une augmentation de 18 % 71
Figure 4.21 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,55, soit une augmentation de 37 % par rapport au cas précédent 71
Figure 4.22 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 68.6 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,45 72
Figure 4.23 : Profil de l'étude du déblai n°28 73
Figure 4.24 : La coupe transversale du déblai 28 et sa lithologie 73
Figure 4.25 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs = 1 74
Figure 4.26 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,29, soit une augmentation de 29 % par rapport au cas précédent 75
Figure 4.27 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 2 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,43, soit une augmentation de 14 % par rapport au cas précédent. 75

Figure 4.28 : Analyse de la stabilité après l'ajout d'un parement en matelas Reno : le coefficient de sécurité est égal à 1,48, soit une augmentation de 5 % par rapport au cas précédent. 76
Figure 4.29 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 89.1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,12 77
Figure 4.30 : Analyse de la stabilité pour une pente de 3H:2V avec des banquettes de 2 m tous les 6 m : le coefficient de sécurité est égal à 1,56. 78
Figure 4.31 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 81.2 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,23 79
Figure 4.32 : Profil de l'étude du déblai n°29 80
Figure 4.33 : La coupe transversale du déblai 29 et sa lithologie 80
Figure 4.34 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs = 1 82
Figure 4.35 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,09, soit une augmentation de 9 % 82
Figure 4.36 : Analyse de la stabilité après réduction de pente à 2H:1V et addition des banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,56, soit une augmentation de 47 % par rapport au cas précédent 83
Figure 4.37 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 79 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,27 84
Figure 4.38 : Analyse de la stabilité pour une pente de 1H:2V avec des banquettes de 2 m tous les 6 m de hauteur et un drainage : le coefficient de sécurité est égal à 1,04. 85
Figure 4.39 : Analyse de la stabilité après l'addition des parois clouées : le coefficient de sécurité est égal à 1,59, soit une augmentation de 55 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,04) 85
Figure 4.40 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 74.1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,35 86
Figure 4.41 : Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91) 87
Figure 4.42 : Les types de béton projeté 88
Figure 4.43 : Analyse de la stabilité pour une pente de 3H:2V avec des banquettes de 3 m tous les 6 m : le coefficient de sécurité est égal à 1,52. 92
Figure 4.44 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 74.4 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,34 93
Figure 4.45 : Détail pour la tranchée drainante 94
Figure 4.46 : Disposition des drains 94
Figure 4.47 : Les dimensions d'un caniveau 95
Figure 4.48 : Détail des panneaux alvéolaires 96
Figure 4.49 : Fixation des alvéolaires par piquets 97
Figure 4.50 : Exemple d'une végétalisation par des alvéolaires 97
Figure 4.51 : Les composants principaux de Matelas Reno 98
Figure 4.52 : Profil type du Déblai 26 – Grand talus 99
Figure 4.53 : Profil type du Déblai 26 – Petit talus 100
Figure 4.54 : Profil type du Déblai 27 – Grand talus 100
Figure 4.55 : Profil type du Déblai 27 – Petit talus 101
Figure 4.56 : Profil type du Déblai 28 – Grand talus 101
Figure 4.57 : Profil type du Déblai 28 – Petit talus 102
Figure 4.58 : Profil type du Déblai 29 – Grand talus 102
Figure 4.59 : Profil type du Déblai 29 – Petit talus 103

Liste des tableaux :

Tableau 1.1 : Échelle cinématique des mouvements de terrain 4
Tableau 1.2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements 7
Tableau 1.3 : Tableaux de comparaison des techniques présentes..... 20
Tableau 2.1 : Classification des zones sismiques et coefficients d'accélération de zone selon le RPA 2024 30
Tableau 2.2 : Valeurs des coefficients d'importance 31
Tableau 3.1 : Description lithologique des sondages carottés du PK 089+325 au PK 093+275 39
Tableau 3.2 : Description lithologique des sondages carottés du PK 093+425 au PK094+400 40
Tableau 3.3 : essai pressiométrique SP 89-01 41
Tableau 3.4 : essai pressiométrique SP 91-01 41
Tableau 3.5 : essai pressiométrique SP 91-02 42
Tableau 3.6 : essai pressiométrique SP 92-01 42
Tableau 3.7 : essai pressiométrique SP 93-01 42
Tableau 3.8 : essai pressiométrique SP 94-01 43
Tableau 3.9 : essai pressiométrique SP 94-02 43
Tableau 3.10 : Résultats de S.P.T du PK 089+325 au PK 093+275 45
Tableau 3.11 : Résultats de S.P.T du PK 093+425 au PK 094+400 46
Tableau 3.12 : Essai de cisaillement rectiligne type CD 47
Tableau 3.13 : Essai de cisaillement à la boite type CU 48
Tableau 3.14 : Essai de cisaillement triaxial type UU 48
Tableau 3.15 : Essai de cisaillement triaxial type CD..... 48
Tableau 3.16 : Essai de cisaillement triaxial type CU+u 49
Tableau 3.17 : Résultats des essais physiques du sondage SC 089-01 50
Tableau 3.18 : Résultats des essais physiques du sondage SC 091-01 50
Tableau 3.19 : Résultats des essais physiques du sondage SC 092-02 51
Tableau 3.20 : Résultats des essais physiques des sondages SC 093-01 et SC 093-02 51
Tableau 3.21 : Résultats des essais physiques des Sondages SC 093-02/SC 094-01/SC 094-02 52
Tableau 4.1 : Description lithologique du déblai n°26..... 59
Tableau 4.2 : Description lithologique du déblai n°27..... 67
Tableau 4.3 : Description lithologique du déblai 28 74
Tableau 4.4 : Description lithologique du déblai 29 81
Tableau 4.5 : Évaluation approximative des couts de la solution 1 89
Tableau 4.6 : Évaluation approximative des couts de la solution 2 90
Tableau 4.7 : Analyse multicritère 91
Tableau 4.8 : Les composants principaux et leurs rôles..... 98
Tableau 4.9 : Devis quantitatif et estimatif des travaux pour le Déblai n°27 104
Tableau 4.10 : Devis quantitatif et estimatif des travaux pour les Déblais n°26, n°28 et n°29 105

Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matières

Introduction générale

Chapitre 1 Recherche bibliographique 1

1.1 Introduction 2

1.2 Argilite 2

1.2.1 Définition et origine 2

1.2.2 Propriétés géotechniques spécifiques 3

1.2.3 Problématiques pour les terrassements et déblais 3

1.3 Généralités sur les mouvements de terrain 3

1.3.1 Définition du mouvement de terrain 3

1.3.2 Échelle cinématique des mouvements de terrain 4

1.3.3 Typologie des instabilités et des mouvements de terrain 4

1.3.4 Synthèse 7

1.4 Notions importantes sur les glissements de terrain 7

1.4.1 Principales causes d'un glissement de terrain 7

1.5 Analyse du glissement de terrain 9

1.5.1 Types de rupture 9

1.5.2 Méthodes de calcul analytique 11

1.5.3 Définition du coefficient de sécurité 13

1.6 Les techniques de stabilité des déblais : 14

1.6.1 Terrassement 14

1.6.2 Drainage 15

1.6.3 Parois clouées et les tirants 16

1.6.4 Traitement 17

1.6.5 Géosynthétiques 17

1.6.6 Excavation spéciale 17

1.6.7 Surveillance 18

1.6.8 Les couches de protection 18

1.6.9 Butée Stabilisatrice 19

1.6.10 Comparaison des techniques présentées 20
1.7 Logiciel GEO5 21
1.8 Conclusion 22
Chapitre 2 Présentation du projet 23
2.1 Introduction 24
2.2 Situation géographique du projet 24
2.3 Objectifs du projet 26
2.4 Intérêt pour le mémoire 27
2.5 Reconnaissance du site 27
2.5.1 La nature du site 27
2.5.2 Contexte hydrogéologique 27
2.5.3 Géologie locale 29
2.6 Etude sismique 29
2.6.1 Sismicité de la zone 29
2.6.2 Coefficient d'accélération 30
2.6.3 Classification de site 31
2.6.4 Coefficient d'importance 31
2.6.5 Calcul les coefficients sismiques 31
2.7 Présentation des déblais 31
2.8 Conclusion 36
Chapitre 3 Investigation géotechnique 37
3.1 Introduction 38
3.2 Résultats de la reconnaissance 38
3.2.1 In situ 38
3.2.2 En laboratoire 47
3.3 Les coupes lithologique des déblais 54
3.4 Conclusion 56
Chapitre 4 Etude de stabilisation des déblais 57
4.1 Introduction 58
4.2 Déblai n°26 58
4.2.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique 58
4.2.2 Grand talus 59
4.2.3 Petit talus 63
4.3 Déblai n°27 66

4.3.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique 66
4.3.2 Grand talus 67
4.3.3 Petit talus 70
4.4 Déblai n°28 73
4.4.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique 73
4.4.2 Grand talus 74
4.4.3 Petit talus 78
4.5 Déblai n°29 80
4.5.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique 80
4.5.2 Grand talus 81
4.5.3 Petit talus 92
4.6 Etude d'Avant-projet détaillée 94
4.6.1 Drainage profond 94
4.6.2 Drainage de surface 95
4.6.3 La végétalisation 95
4.6.4 Matelas Reno 98
4.6.5 Profil type des talus 99
4.6.6 Devis quantitatif et estimatif des travaux 104
4.7 Conclusion 105
Conclusion générale
Références bibliographiques
Annexes

Introduction générale

Les travaux de terrassement, notamment la réalisation de déblais de grande hauteur, peuvent engendrer des instabilités importantes des talus lorsque les conditions géotechniques et géomorphologiques sont défavorables, affectant la sécurité des ouvrages et des usagers avec des conséquences parfois graves sur les plans économique et humain.

Ce travail de mémoire se donne pour objectif d'étudier la stabilité des terrains du projet de terrassement de la ligne Minière Est, visant à améliorer la connectivité régionale entre Bouchegouf et Souk Ahras, plus précisément sur le tronçon du PK 89 au PK 103.

Il est articulé autour de quatre chapitres distincts : le premier chapitre se consacre à une étude bibliographique approfondie, où sont exposées les notions théoriques essentielles relatives à l'argilite, aux mouvements de terrain, aux méthodes de calcul de stabilité des talus, aux techniques de confortement et au logiciel GEO5 ; le deuxième chapitre propose une présentation de la zone du projet, de sa situation géographique, de sa géologie, de son contexte sismique et une description des quatre déblais les plus critiques retenus pour l'étude (D26, D27, D28 et D29) ; le troisième chapitre présente l'interprétation des résultats de la campagne géotechnique in situ et en laboratoire ; le quatrième chapitre propose des solutions de stabilisation adaptées pour chaque déblai et met en avant une analyse comparative technique et économique entre deux variantes spécifiquement pour le déblai 29, afin de choisir la solution optimale, avant de présenter un avant-projet détaillé des solutions retenues. Enfin, le mémoire se clôture par une conclusion récapitulative, mettant l'accent sur les principaux enseignements tirés de cette étude.

Chapitre 1
Recherche bibliographique

1.1 Introduction

Ce chapitre s'articule autour de six sections principales : la première présente l'argilite, en caractérisant cette roche sédimentaire argileuse et ses propriétés géotechniques spécifiques, notamment sa sensibilité à l'eau et son comportement différé ; la deuxième aborde les généralités sur les mouvements de terrain ; la troisième développe les notions importantes sur les glissements de terrain, leurs mécanismes et leurs facteurs déclenchants ; la quatrième est consacrée à l'analyse du glissement de terrain, présentant les approches de calcul à l'équilibre limite ; la cinquième expose les techniques de stabilité des déblais, incluant les terrassements, le drainage, les couches de protection et le renforcement des sols ; enfin, la sixième section présente le logiciel GEO5, outil de modélisation géotechnique pour l'analyse de stabilité et le dimensionnement des ouvrages

1.2 Argilite

1.2.1 Définition et origine

L'argilite est une roche sédimentaire détritique, consolidée, composée essentiellement de minéraux argileux (kaolinite, illite, smectite). Elle résulte de la diagenèse avancée des argiles : sous l'effet de la compaction et de la cimentation, les sédiments argileux se transforment progressivement en une roche plus cohérente que l'argile, mais moins métamorphique que le schiste. **[4]**



Figure 1.1 : Exemple d'une couche d'argilite

1.2.2 Propriétés géotechniques spécifiques

1. Sensibilité à l'eau

- L'argilite a tendance à se déliter (se désagréger) au contact de l'eau
- Gonflement possible selon la teneur en minéraux gonflants (smectites)
- Perte rapide de résistance mécanique lors de l'humidification

2. Comportement différé

- Phénomènes de fluage sous charge constante dans le temps
- Déformations lentes et progressives pouvant conduire à des ruptures tardives
- Forte influence de l'histoire des contraintes (suroonsolidation fréquente)

3. Résistance mécanique

- Cohésion et angle de frottement variables selon le degré d'altération
- Résistance à la compression simple généralement faible à moyenne (quelques MPa)
- Anisotropie liée à la présence de plans de faiblesse (stratification, fissures)

4. Altération

- L'altération météorique (cycles humidification/séchage, gel/dégel) fragilise rapidement la roche en surface
- Formation d'une "peau" argileuse qui peut devenir instable

1.2.3 Problématiques pour les terrassements et déblais

- Risques de glissements de terrain dans les déblais taillés dans l'argilite
- Nécessité de protéger rapidement les surfaces excavées contre les eaux de pluie

1.3 Généralités sur les mouvements de terrain

1.3.1 Définition du mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont des déformations ou des ruptures qui se produisent dans un massif de sol ou de roche sous l'effet de la gravité, de variations de pression interstitielle, de sollicitations mécaniques ou de modifications des conditions aux limites.

Ces mouvements peuvent être divisés en deux catégories principales :

- Les mouvements lents, caractérisés par une déformation progressive du sol, entraînent éventuellement des dommages aux ouvrages construites au fil du temps.
- Les mouvements rapides, soudains et violents, susceptibles de mettre en péril la sécurité des individus et de causer des dommages matériels significatifs.

1.3.2 Échelle cinématique des mouvements de terrain

Les échelles cinématiques des phénomènes sont très étendues :

Vitesses très lentes (quelques millimètres par an) à très rapides (plusieurs dizaines de mètres par seconde pour les éboulements).

Tableau 1.1 : Échelle cinématique des mouvements de terrain [12]

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an à 12 mm/an	1 mm/mois à 50 mm/mois	1,5 mm/j à 100 mm/j	4 mm/h à 10 000 mm/h	2 500 mm/s à 10 000 mm/s

1.3.3 Typologie des instabilités et des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de terrain, elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol, de stratigraphie, etc...

On retiendra la classification agrée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur, qui distingue quatre catégories :

- Les phénomènes rocheux (les éboulements et les chutes de blocs) ;
- Les coulées boueuses et les laves torrentielles ;
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage) ;
- Les glissements de terrain

1.3.3.1 Les éboulements et les chutes de blocs

1.3.3.1.1 Définition

Ces phénomènes correspondent à des déplacements brusques et rapides de matériaux, principalement sous l'effet de la pesanteur. Ils concernent des roches rigides et fracturées : calcaires, grès, roches cristallines.

Ils se subdivisent en plusieurs catégories selon leur volume :

Les volumes suivants sont retenus par la norme NF P 95-307

- Les chutes de pierres (volume inférieur à 1 $dm3$) ;
- Les chutes de blocs (volume supérieur à 1 $dm3$) ;
- Les éboulements (volume supérieur à 100 $m3$) ;
- Les écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de $m3$).

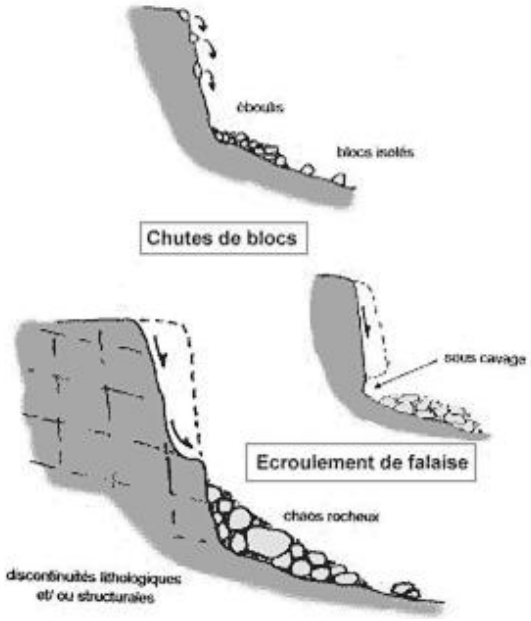


Figure 1.2 : Les types de chutes de blocs.

1.3.3.1.2 Principaux facteurs déclenchants

- Instabilité géologique
- L'érosion
- Les cycles gel-dégel
- L'altération
- Les séismes

1.3.3.2 Les coulées de boue et les laves torrentielles

1.3.3.2.1 Définition

Ces phénomènes sont des mouvements de terrain dans lesquels les matériaux glissés se comportent comme un liquide. Ils atteignent une teneur en eau très élevée et se produisent principalement en montagne.

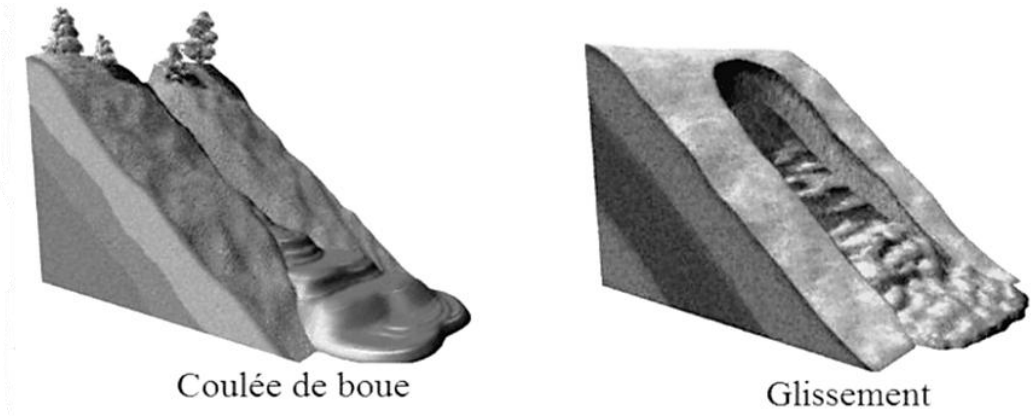


Figure 1.3 : Coulée de boue et Glissement de terrain.

1.3.3.2.2 Principaux facteurs déclenchants

- Instabilité géologique
- Nature des sols
- Activité volcanique
- Précipitations intenses

1.3.3.3 Les glissements

1.3.3.3.1 Définition

Les glissements de terrain se distinguent des écroulements par leur lenteur, se manifestant par le déplacement progressif d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture dont la forme est conditionnée par la structure géologique du site. Selon cette surface, on classe les glissements en trois catégories : plans, rotationnels et complexes (ou quelconques).

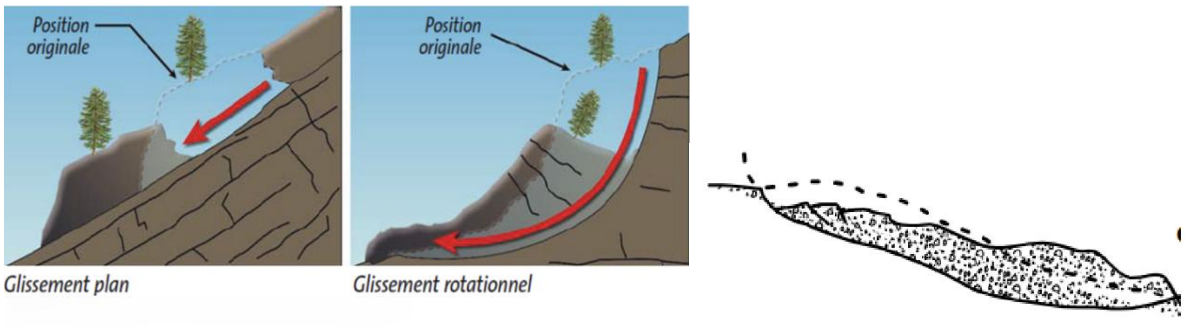


Figure 1.4 : Glissement plan, rotationnel et complexe

1.3.3.3.2 Principaux facteurs déclenchants

- Les séismes
- Nature des sols
- Les fortes précipitations
- Activités humaines
- L'érosion
- Pente du terrain

1.3.3.4 Les mouvements de fluage

1.3.3.4.1 Définition

On appelle fluage la déformation progressive et continue affectant certains sols ou matériaux. Ce phénomène se distingue des glissements par l'absence de surface de rupture nette, les mouvements étant diffus dans la masse du terrain.

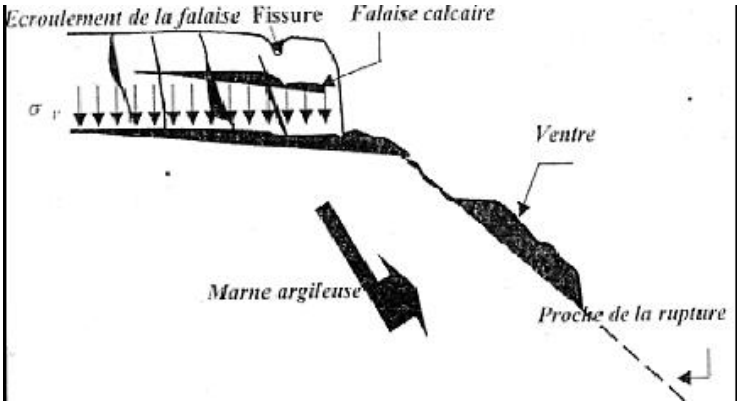


Figure 1.5 : Le phénomène du fluage.

1.3.3.4.2 Principaux facteurs déclenchants

- Le chargement (dans le cas de matériaux naturels) ;
- La saturation progressive (dans le cas de certains remblais argileux) ;
- L'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau.

1.3.4 Synthèse

Les caractéristiques des différentes familles de mouvements de terrain sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1.2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements [12]

Phénomène	Terrains	Vitesse moyenne	Volume
Éboulement	Massifs rocheux	Très lente à très rapide	Quelques m³ à plus de dix mille m³
Glissement	Sols massifs rocheux fracturés	Très lente à moyenne	Quelques m³ à plus de dix millions de m³
Fluage	Formations meubles	Très lente	Quelques m³ à plus de dix millions de m³
Coulée	Sols argileux et limons lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m³

1.4 Notions importantes sur les glissements de terrain

1.4.1 Principales causes d'un glissement de terrain

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de différents facteurs :

- La lithologie et la structure géologique ;
- Les écoulements et pressions interstitielles ;
- Les agents externes (climat, séisme, érosion) ;
- Les activités anthropiques (déblais, remblais, drainage).

1.4.1.1 Nature du terrain

1.4.1.1.1 La géométrie du terrain

L'inclinaison du talus est le premier paramètre qui détermine sa stabilité ou son instabilité. L'inclinaison limite dépend de la composition des sols ou des roches (propriétés de résistance au cisaillement) ainsi que de l'eau présente dans le massif.

1.4.1.1.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches

La résistance au cisaillement est un facteur clé pour la stabilité des talus. Elle est fonction de la nature du matériau, de son passé géologique et de l'état des contraintes régnant au point étudié. L'état des contraintes dépend des différentes actions exercées sur le massif (mise en charge, décharge, variations du niveau de la nappe phréatique, etc.).

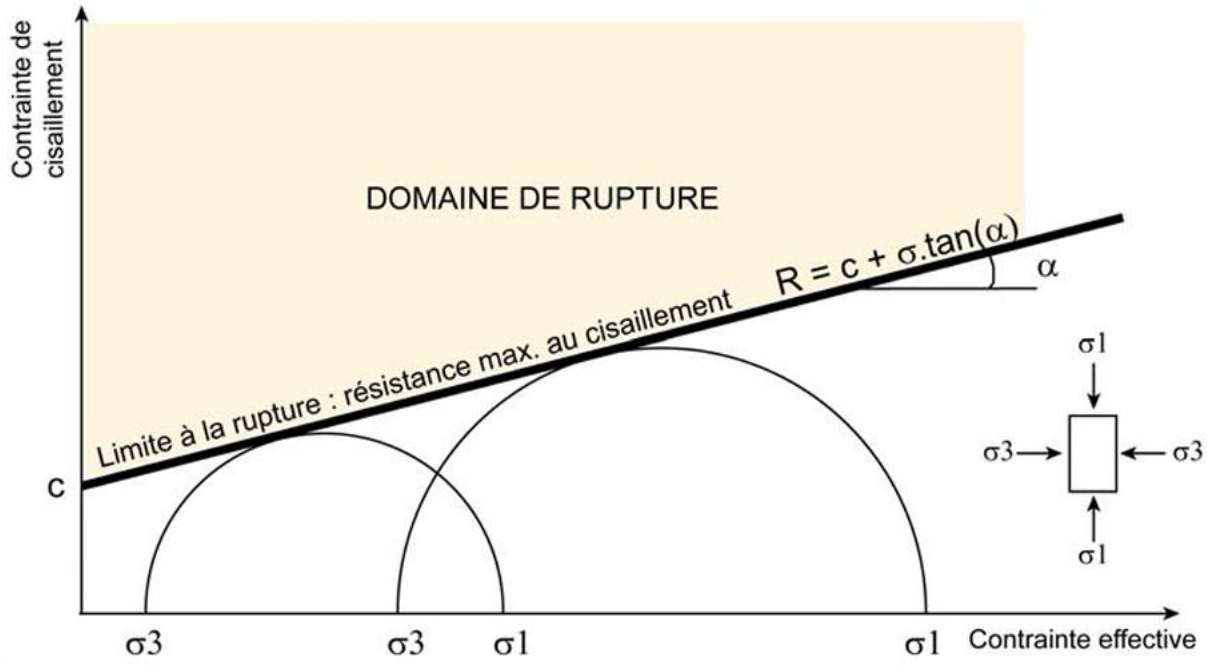


Figure 1.6 : Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb [3]

Finalement, un sol qui présente une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne effectif ϕ et sa cohésion effective c) permet une plus grande stabilité.

1.4.1.2 Les conditions hydrauliques

L'identification des conditions hydrauliques les plus critiques exige des relevés de terrain sur une longue période. En raison de limitations pratiques, comme le manque de données sur les régimes hydrauliques enregistrés sur une année complète, des extrapolations sont fréquemment employées pour évaluer les situations les plus défavorables.

1.4.1.3 Les facteurs extérieurs

1.4.1.3.1 Les conditions climatiques

Les pluies, l'enneigement, les fluctuations thermiques et l'évapotranspiration constituent également des facteurs majeurs influençant l'état d'équilibre des versants. Ils entraînent des modifications de la géométrie des talus ainsi que de leur teneur en eau.

1.4.1.3.2 Les séismes et les sollicitations sismiques

Ils peuvent être à l'origine de mouvements de terrain. Deux processus interviennent dans cette situation :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, capable de déclencher le glissement des couches sus-jacentes ;
- La force d'inertie déstabilisatrice générée par le séisme lui-même.

1.4.1.4 Le déblaiement (facteur anthropique)

Le déblai consiste en l'excavation et le déplacement de matériaux. Cette activité anthropique constitue l'un des facteurs de déstabilisation les plus fréquents et les plus sévères en géotechnique. Contrairement aux processus naturels évolutifs, le déblai impose brutalement une modification de la géométrie de la pente, altérant l'équilibre des contraintes qui s'étaient stabilisées au fil du temps. **[12]**

1.5 Analyse du glissement de terrain

1.5.1 Types de rupture

1.5.1.1 Ruptures circulaires (glissement circulaire)

Dans cette catégorie de mouvement, on observe un basculement de la masse déplacée le long d'une surface incurvée plus ou moins circulaire. Un mouvement rotatif se produit autour d'un axe central situé au niveau de la surface de rupture. Ces mouvements peuvent être élémentaires ou complexes. On différencie deux types de glissement rotationnel :

1.5.1.1.1 Glissement rotationnel simple

Les mouvements élémentaires, qui sont les plus fréquents, présentent une surface de rupture proche d'un cercle ou pouvant être assimilée à celui-ci, et leur analyse repose sur les méthodes classiques de la mécanique des sols. Ils peuvent être superficiels ou profonds :

- Les glissements superficiels comprennent les glissements de sommet et le glissement de bas de talus ;
- Les glissements profonds concernent principalement les remblais sur sol compressible ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque celui-ci se trouve trop en profondeur.

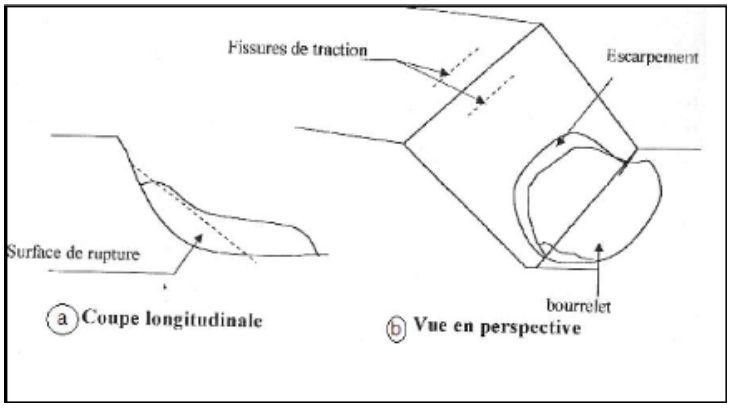


Figure 1.7 : Glissement rotationnel simple

1.5.1.1.2 Glissement rotationnel complexe

Les mouvements complexes présentent fréquemment une surface de rupture non circulaire. On différencie :

- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un bloc de terrain ;
- Les glissements composés peuvent résulter d'une combinaison des différents types de glissements décrits précédemment. La disposition des couches peut générer une surface de rupture formée d'une association d'éléments rectilignes et d'éléments courbes.

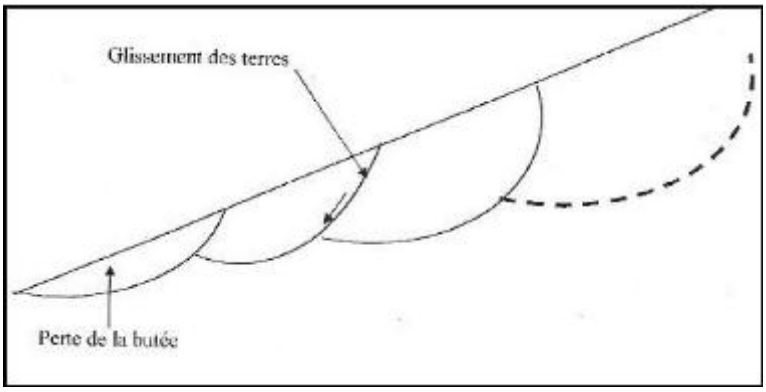


Figure 1.8 : Glissement rotationnel complexe [12]

1.5.1.2 Ruptures planes (glissement plan)

Ce type de rupture se rencontre lorsque le massif est composé de plusieurs couches aux propriétés physico-chimiques et mécaniques très contrastées. La surface de rupture est plane et la masse de sol en mouvement coule le long de celle-ci.

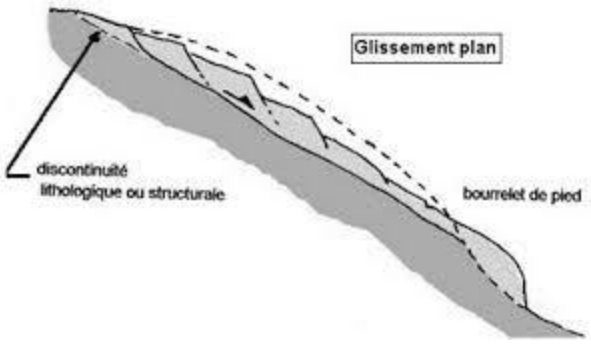


Figure 1.9 : Glissement plan

1.5.1.3 Cas des ruptures quelconque

Ce type de rupture se rencontre lorsque des hétérogénéités sont nettement présentes (glissement ni circulaire ni plan).



Figure 1.10 : Glissement quelconque

1.5.1.4 Talus en déblais

Les ruptures présentent, d'une manière générale, l'apparence d'un glissement rotationnel circulaire. On distingue :

- Les cercles de talus se produisent habituellement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- Les cercles de pied (sont les plus fréquents dans ce type d'ouvrage) ;
- Les cercles profonds n'apparaissent que lorsque le sol situé sous le niveau du bas du talus est de médiocre qualité.

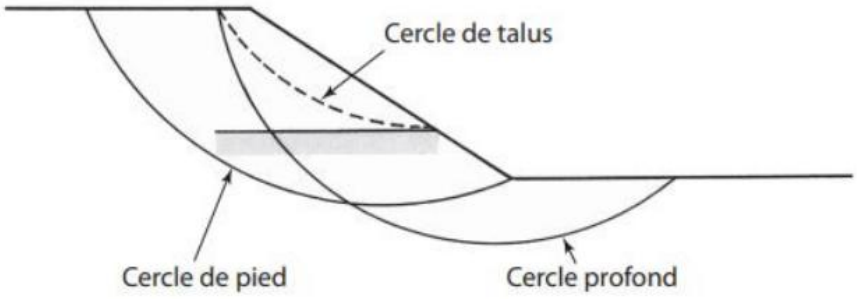


Figure 1.11 : Différents types de rupture circulaire

1.5.2 Méthodes de calcul analytique

On distingue deux méthodes :

- La méthode globale ;
- La méthode des tranches.

1.5.2.1 Méthodes globales

Les approches globales (Caquot 1954, Biarez 1960) proposent une résolution graphique, et leur usage a été relancé grâce à l'informatique. L'intégration des valeurs le long de courbes quelconques est facilitée par la discrétisation. Les hypothèses comprennent :

- La masse en mouvement est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est définie le long de cette courbe ;
- La résolution est réalisée à l'aide des trois équations de la statique appliquées à la masse en mouvement.

1.5.2.2 Méthodes graphiques

Les méthodes graphiques, introduites par Taylor (1948) puis améliorées par Caquot (1954), ont conduit à une méthode d'analyse des ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Biarez (1955) a estimé les limites de cette approche, en démontrant une erreur inférieure à 15 % sur le facteur de sécurité.

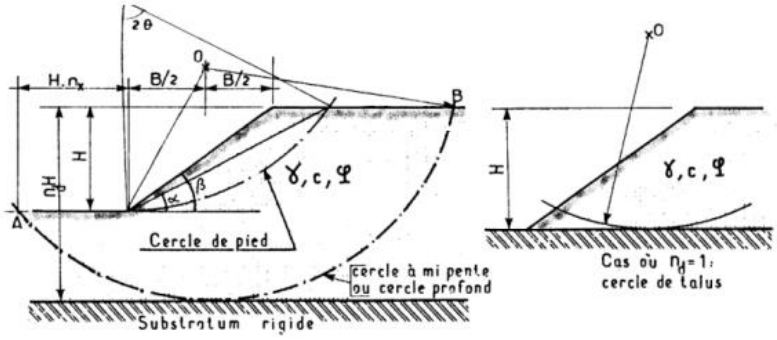


Figure 1.12 : Notations des paramètres de la méthode de Taylor [7]

• Méthode de BeII (1969)

Bell suggère d'adopter une fonction de distribution de la contrainte normale le long de la courbe de rupture, définie par deux paramètres λ et μ :

$$\sigma n = \lambda \gamma h + \mu \sin(\Pi(x - x0)/(x1 - x0))$$

Où x, x_0, x_1 représentent les abscisses curvilignes du point considéré et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de donner des résultats concluants.

• Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une approche globale proposée par Raulin et développée par Faure (1985). Elle peut se formuler de la manière suivante :

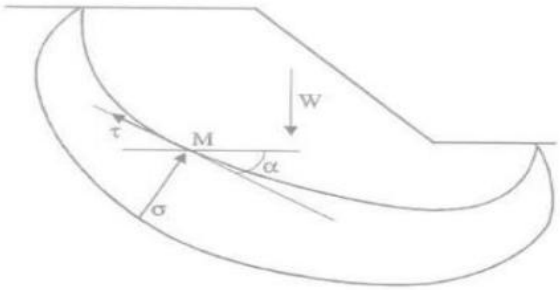


Figure 1.13 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations [7]

1.5.2.3 Méthodes des tranches

La méthode des tranches est une technique bidimensionnelle qui évalue la stabilité des talus en subdivisant la masse en tranches verticales d'épaisseur constante, puis en analysant les forces agissant sur chaque tranche — poids, forces normales et tangentielles selon le critère de Mohr-Coulomb, et forces inter-tranches — à l'aide des équations de la statique pour déterminer la surface de rupture probable ; développée initialement par Fellenius en 1927, elle a donné naissance à de nombreuses méthodes d'analyse de stabilité.

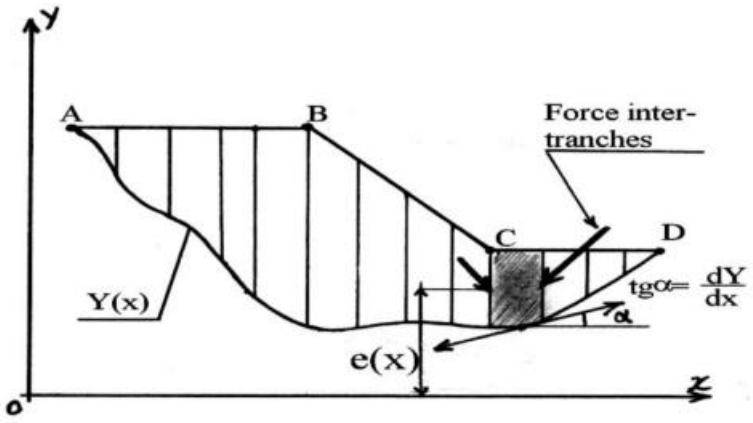


Figure 1.14 : Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimale [7]

• Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode est employée pour évaluer la résistance au glissement des sols cohérents. Elle se focalise sur les forces de cisaillement le long d'une courbe de rupture circulaire. Cette approche suppose que les efforts entre les tranches sont constants. En utilisant un moment moteur, calculé en décomposant la masse en mouvement en tranches verticales, elle permet d'estimer la résistance au glissement. Cependant, elle est restreinte aux ruptures circulaires.

• Méthode de Bishop (1955)

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires qui ne néglige pas les forces horizontales entre les tranches. Bishop a supposé que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.

• Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction qui détermine l'inclinaison des efforts entre les tranches. La programmation est assez délicate, et Fredlund & Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très répandue mais rencontre encore quelques problèmes de convergence.

1.5.3 Définition du coefficient de sécurité

En un point de la surface de rupture potentielle, le facteur de sécurité (local) est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement du sol $\tau\ max$ et la contrainte de cisaillement τ qui s'exerce réellement sur cette surface. Le facteur de sécurité F est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum M_{résistant}}{\sum M_{moteur}} = \frac{\tau\ max}{\tau}$$

Dans laquelle $\tau\ max$ désigne la résistance au cisaillement du sol concerné par le glissement et τ la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture :

À l'état statique :

- Si F > 1,5, il n'y a pas rupture ;
- Si F < 1,5, il y a rupture ;
- Si F = 1,5, il y a équilibre.

À l'état dynamique :

- Si F > 1, il n'y a pas rupture ;
- Si F < 1, il y a rupture ;
- Si F = 1, il y a équilibre limite.

Pour les sols, la majorité des méthodes de calcul s'appuie sur le critère de rupture de MohrCoulomb qui s'exprime de la manière suivante :

$\tau\ max$ = c+ σ tan φ

C : cohésion

$\tau\ max$: la résistance au cisaillement maximale mobilisable du sol

φ : l'angle de frottement

Pour les sables et graviers alluvionnaires, la formulation précédente se réduit pratiquement à :
$\tau\ max$ = σ tan φ

Puisque la cohésion des sables et graviers plus ou moins propres peut être considérée comme nulle dans les calculs de stabilité à long terme.

1.6 Les techniques de stabilité des déblais :

1.6.1 Terrassement

1.6.1.1 Talus adoucis

La technique du talus adouci consiste à réduire l'inclinaison de la pente par rapport à la verticale. Cette méthode diminue la composante gravitaire des forces de cisaillement dans le massif et augmente la longueur des surfaces de glissement potentielles, améliorant ainsi la sécurité globale. Cette solution est économique mais nécessite une emprise au sol importante, ce qui peut être contraignant en milieu urbain ou en terrain accidenté.

1.6.1.2 Banquettes

Les banquettes sont des paliers horizontaux créés à intervalles réguliers dans la hauteur du talus. Chaque banquette interrompt la continuité des surfaces de glissement circulaires ou translationnelles. La largeur des banquettes permet la circulation des engins, l'installation de caniveaux de drainage et l'accès pour la surveillance.

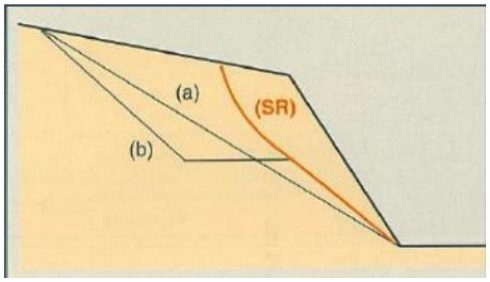


Figure 1.15 : Schéma du Reprofilage [12]

1.6.2 Drainage

1.6.2.1 Drainage de surface

Le drainage de surface vise à collecter et évacuer les eaux de ruissellement avant qu'elles ne pénètrent dans le massif. Les caniveaux en béton ou en maçonnerie sont disposés en sommet de talus et sur les banquettes intermédiaires. Les rigoles en terre ou en matériaux drainants complètent ce réseau. Les dalles drainantes, constituées de grave compactée sur géotextile, protègent les zones sensibles des infiltrations.

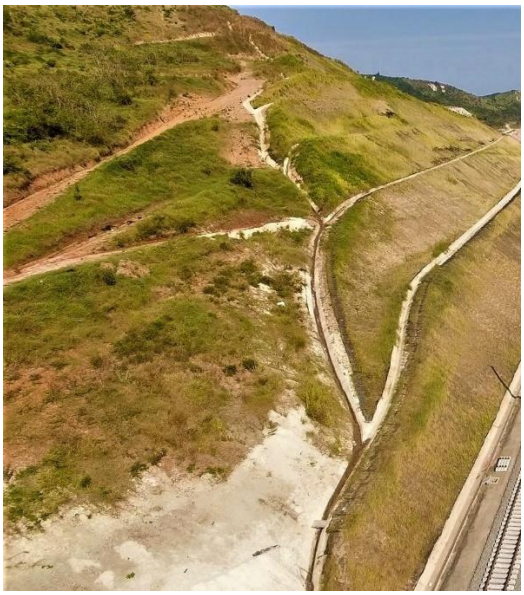


Figure 1.16 : Exemple d'un drainage superficiel de talus

1.6.2.2 Drainage profond

Le drainage profond permet d'abaisser le niveau de la nappe phréatique et de réduire les pressions interstitielles dans le massif. Les puits drainants sont des forages verticaux remplis de matériaux perméables, espacés selon la perméabilité du sol. Les tranchées drainantes sont excavées en pied de talus et remblayées de grave propre enveloppée de géotextile. Les drains horizontaux sont forés légèrement inclinés vers l'aval pour capturer les écoulements souterrains.



Figure 1.17 : Un drain subhorizontal

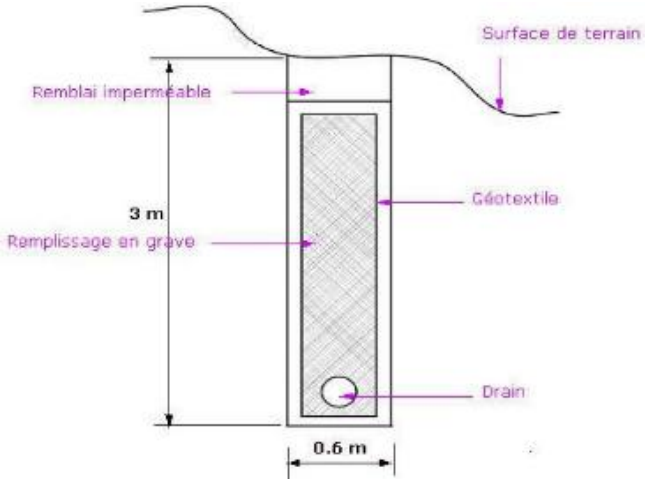


Figure 1.18 : Schéma d'une tranchée drainante

1.6.2.3 Étanchéité

L'étanchéité complète le drainage en empêchant les infiltrations d'eau vers les zones critiques. Les géomembranes en polyéthylène haute densité sont posées sur les surfaces exposées. Le béton de propreté, coulé en fine épaisseur, assure une protection mécanique et une barrière hydraulique.

1.6.3 Parois clouées et les tirants

Dans les déblaiements, on distingue deux systèmes d'ancrage : les parois clouées (ancrage passif) et les tirants (ancrage actif). La paroi clouée combine une paroi en béton projeté avec des clous métalliques scellés dans le sol, fonctionnant sans précontrainte initiale. Son objectif est de stabiliser les parois de hauteur moyenne de manière économique et rapide. Le tirant est un câble ou barre d'acier mis en tension par vérin hydraulique, créant un équilibre actif immédiat. Son objectif est de permettre des déblaiements profonds avec un contrôle strict des déformations, notamment en milieu urbain sensible. Le choix dépend de la hauteur, de la nature du sol, de l'environnement et du coût.



Figure 1.19 : Exemple d'une paroi clouée



Figure 1.20 : Exemple d'un tirant d'ancrage

1.6.4 Traitement

Le traitement de sol est une technique de génie civil consistant à modifier les caractéristiques intrinsèques (mécaniques, physiques et chimiques) d'un sol en place par l'ajout de liants ou d'additifs. Cette amélioration des propriétés internes du matériau permet d'augmenter sa cohésion, sa résistance au cisaillement, sa portance et sa durabilité, tout en réduisant sa compressibilité et sa sensibilité à l'eau. Par l'obtention de ces performances mécaniques supérieures, le traitement de sol autorise la conception de talus et de pentes plus raides que celles réalisables avec le sol naturel, permettant ainsi une réduction significative de l'emprise au sol et une optimisation des volumes de déblaiement.

1.6.5 Géosynthétiques

Les géosynthétiques regroupent une famille de produits en polymère aux fonctions variées. Les géotextiles assurent la filtration, la séparation et le drainage. Les géocellules, déployées en alvéoles tridimensionnelles, confinent le sol et protègent contre l'érosion. Les géomembranes fournissent une barrière étanche. Ces produits sont légers, rapides à poser et s'adaptent aux formes complexes du terrain.



Figure 1.21 : Exemple d'un géosynthétique alvéolaire

1.6.6 Excavation spéciale

1.6.6.1 Prédécoupage

Le prédécoupage consiste à réaliser des forages parallèles et rapprochés sur le périmètre de l'excavation avant le déblaiement. Ces trous créent une zone de faiblesse qui guide la rupture et réduit l'effet de décompression sur le massif environnant. Cette technique limite les dégâts au sol résiduel et préserve la stabilité des parois.

1.6.6.2 Excavation par phases

L'excavation par phases décompose les travaux en tranches de hauteur limitée, généralement correspondant à l'espacement des banquettes. Chaque phase est suivie immédiatement de la mise en place du soutènement et du drainage. Cette progression progressive permet de maîtriser les déformations et d'adapter les mesures de stabilisation aux conditions réelles du terrain.

1.6.7 Surveillance

1.6.7.1 Instrumentation

L'instrumentation comprend l'installation d'appareils de mesure pour suivre le comportement du déblaiement. Les extensomètres mesurent la convergence des parois. Les inclinomètres suivent les déplacements horizontaux dans le massif. Les piézomètres contrôlent l'évolution des pressions d'eau. Les repères de nivellement détectent les mouvements verticaux de surface.

1.6.7.2 Gestion des alertes

La gestion des alertes repose sur la définition de seuils de vigilance et d'alarme. Le dépassement d'un seuil de vigilance déclenche une analyse renforcée et une surveillance accrue. Le dépassement d'un seuil d'alarme entraîne l'arrêt des travaux et la mise en œuvre de mesures correctives. Cette procédure garantit la sécurité des personnes et des ouvrages tout au long de la durée du chantier.

1.6.8 Les couches de protection

1.6.8.1 Terre végétale

La terre végétale (ou terre arable) est la couche superficielle du sol riche en matière organique et en micro-organismes, utilisée pour la revégétalisation des talus en déblaiement. Elle constitue un moyen naturel et durable de protection contre l'érosion des surfaces exposées.



Figure 1.22 : Exemple d'une végétalisation d'un talus

1.6.8.2 Le matelas Reno

Le matelas Reno est une structure flexible de forme parallélépipédique fabriquée à partir d'un treillis métallique à double torsion, divisée en alvéoles par des diaphragmes internes et remplie de pierres sur le terrain ; son rôle principal est de protéger les surfaces contre l'érosion hydraulique et de stabiliser les talus de déblais en agissant comme une couche de protection lourde et perméable, qui s'adapte aux déformations du sol sans se rompre, tout en permettant l'écoulement de l'eau pour éviter les pressions hydrostatiques derrière l'ouvrage.



Figure 1.23 : Exemple d'un matelas Reno

1.6.8.3 La différence entre le matelas Reno et la terre végétale

Le matelas Reno draine l'eau naturellement grâce à sa structure poreuse et protège mécaniquement le talus contre l'érosion et le glissement, tandis que la terre végétale retient l'eau et favorise la végétation mais s'érode facilement sur pente et nécessite un drainage complémentaire pour éviter la saturation des sols et les glissements de terrain.

1.6.9 Butée Stabilisatrice

La butée dans les talus est la résistance mobilisée en pied de pente qui empêche le glissement du massif de sol. Elle se manifeste principalement par le rechargement en pied, où un remblai ajouté au bas du talus crée une butée passive qui bloque le mouvement vers l'avant ; par un mur de soutènement (gabion, béton) qui retient le pied et mobilise la résistance du sol devant l'ouvrage ; ou par des pieux de butée qui forment une barrière rigide en pied de talus mobilisant la résistance passive du sol sur toute leur hauteur. Cette butée augmente la contrainte normale et la résistance au cisaillement du sol, permettant d'atteindre un facteur de sécurité suffisant contre la rupture par glissement.

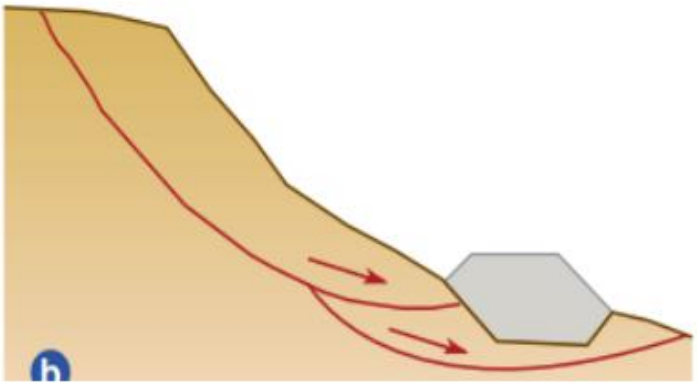


Figure 1.24 : Exemple de butée de pied [9]

1.6.10 Comparaison des techniques présentées

Le tableau suivant synthétise les principales techniques de stabilisation des déblais abordées dans les sections précédentes, selon des critères techniques, économiques et environnementaux. Cette comparaison permet d'orienter le choix de la solution adaptée en fonction des contraintes spécifiques de chaque ouvrage.

Tableau 1.3 : Tableaux de comparaison des techniques présentes

Technique	Principe	Avantages	Inconvénients	Coût
Terrassement	Adoucissement de pente + banquettes	Économique ; simple ; interrompt les ruptures	Grande emprise ; volumes de déblai importants	Faible
Drainage	Rabattement nappe + évacuation eaux	Efficace sur sols saturés ; améliore Fs	Entretien ; risque colmatage	Moyen
Traitement	Ajout de liants	Augmente cohésion et résistance ; pentes plus raides	Nécessite matériel spécialisé ; contrôle qualité	Moyen à élevé
Terre végétale	Revêtement	Intégration paysagère ; anti-érosion	Nécessite drainage complémentaire	Faible
Matelas Reno	Treillis métallique + pierres	Protection mécanique ; drainant ; déformable	Aspect minéral ; coût pierres	Moyen
Paroi clouée	Clous + béton projeté	Pentes raides ; gain de surface	Très coûteux ; délai long ; corrosion	Élevé
Tirants	Câbles précontraints	Stabilisation immédiate	Très coûteux ; surveillance	Très élevé
Butée	Rechargement ou ouvrage en pied	Augmente contrainte normale ; bloque le glissement	Volumes importants ; espace nécessaire	Moyen

1.7 Logiciel GEO5

GEO5 est un logiciel de calcul géotechnique développé par la société **Fine Software**. Il est largement utilisé par les ingénieurs civils et géotechniciens pour l'analyse, la conception et la vérification de divers ouvrages de génie civil.

Ce logiciel est basé sur une approche modulaire, où chaque module est dédié à un type précis de calcul ou d'ouvrage.

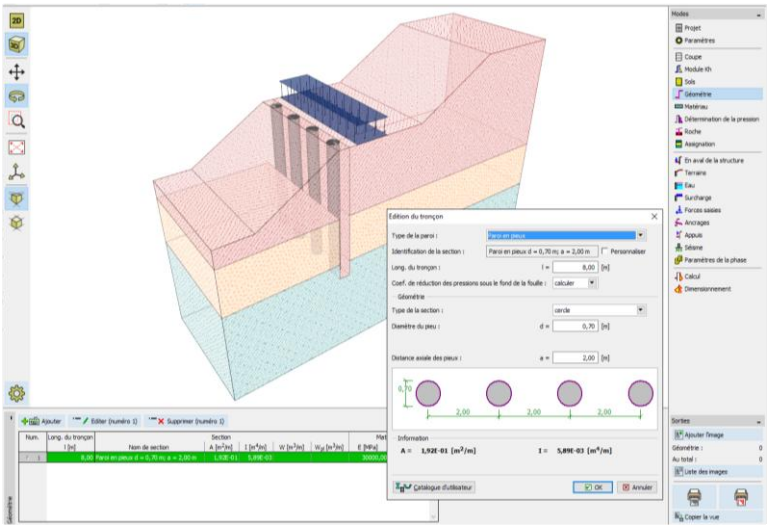


Figure 1.25 : Exemples de modélisation sur le logiciel GEO5

Les principales fonctionnalités de GEO5 comprennent :

- **Analyse de stabilité des pentes** : calcul du facteur de sécurité des talus naturels ou artificiels.
- **Étude des fondations superficielles et profondes** : vérification de la portance des semelles isolées, filantes ou radier, ainsi que le dimensionnement des pieux et micropieux.
- **Murs de soutènement et ouvrages de soutènement** : calcul des poussées des terres, vérification de la stabilité externe (glissement, renversement) et interne.
- **Interaction sol-structure** : modélisation du comportement du sol et son interaction avec les structures.
- **Essais et contrôles géotechniques** : interprétation de certains essais in situ et en laboratoire.

L'avantage principal de GEO5 réside dans sa **facilité d'utilisation**, son interface intuitive et la fiabilité de ses résultats et la création de notes de calcul, conformes aux normes internationales de conception (Eurocodes, normes américaines, etc.).

En résumé, GEO5 constitue un outil incontournable pour le bureau d'études géotechniques, car il permet d'optimiser les calculs, de gagner du temps dans les études et d'améliorer la précision des projets.

1.8 Conclusion

En conclusion, cette recherche bibliographique a permis de maîtriser l'argilite et les principes fondamentaux de la stabilité des déblais, structurée autour de trois axes : l'investigation géotechnique pour caractériser le terrain, le calcul d'équilibre limite pour évaluer le risque de rupture, et les techniques de stabilisation pour sécuriser les ouvrages.

Chapitre 2
Présentation du projet

2.1 Introduction

Le projet s'inscrit dans le cadre du renforcement du réseau ferroviaire algérien, en particulier de la ligne minière EST, qui assure le transport de minerais (phosphate, fer, etc.) depuis les gisements de l'Est algérien jusqu'aux ports d'Annaba et autres centres industriels. Avec l'augmentation des besoins de transport et la saturation de l'infrastructure actuelle, il est devenu nécessaire d'envisager des solutions d'amélioration capacitaire : dédoublement (double voie), modernisation (signalisation, électrification, etc.) ou rectification de tracé (amélioration du rayon de courbure, pentes, etc.).

2.2 Situation géographique du projet

Situation géographique de la zone du projet:

Le projet se situe à l'extrême Est algérien, sur le territoire des wilayas d'El Taref, de Guelma et de Souk Ahras. Il est limité au nord par la wilaya d'Annaba et la mer Méditerranée, au nord-ouest par les wilayas de Constantine et de Skikda, au sud-ouest par la wilaya d'Oum El Bouaghi, à l'est par la frontière algéro-tunisienne et au sud par la wilaya de Tébessa.



Figure 2.1 : Limites administratives de la zone du projet

Le tracé de la Ligne Minière, Section centre, tronçon Bouchegouf – Souk Ahras traverse les communes suivantes : Bouchegouf, Medjez Sfa, Hammam Beni Salah et Mechrouha.

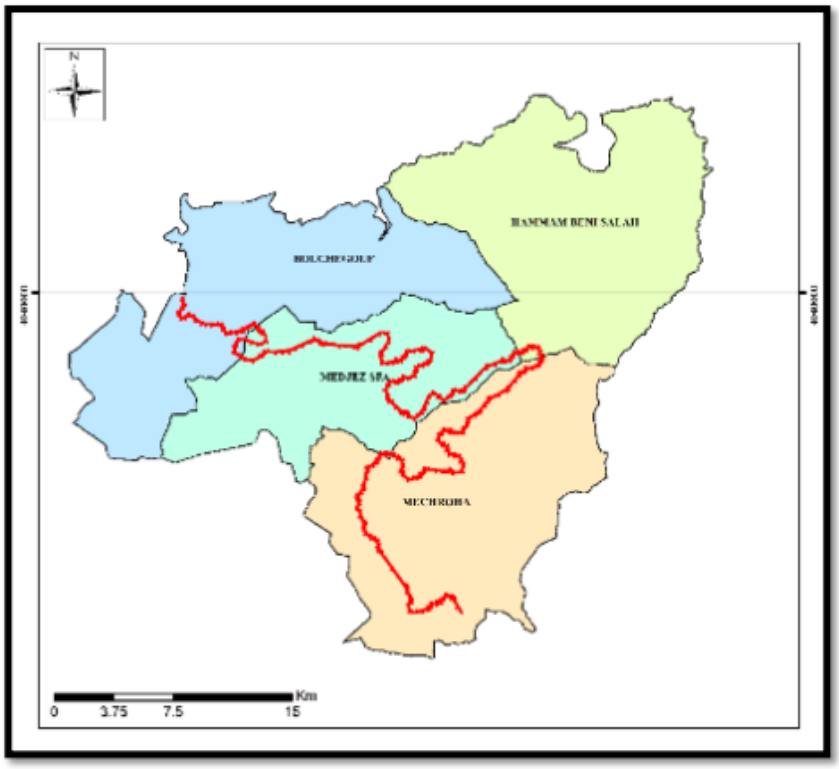


Figure 2.2 : Communes traversées par le projet de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras.

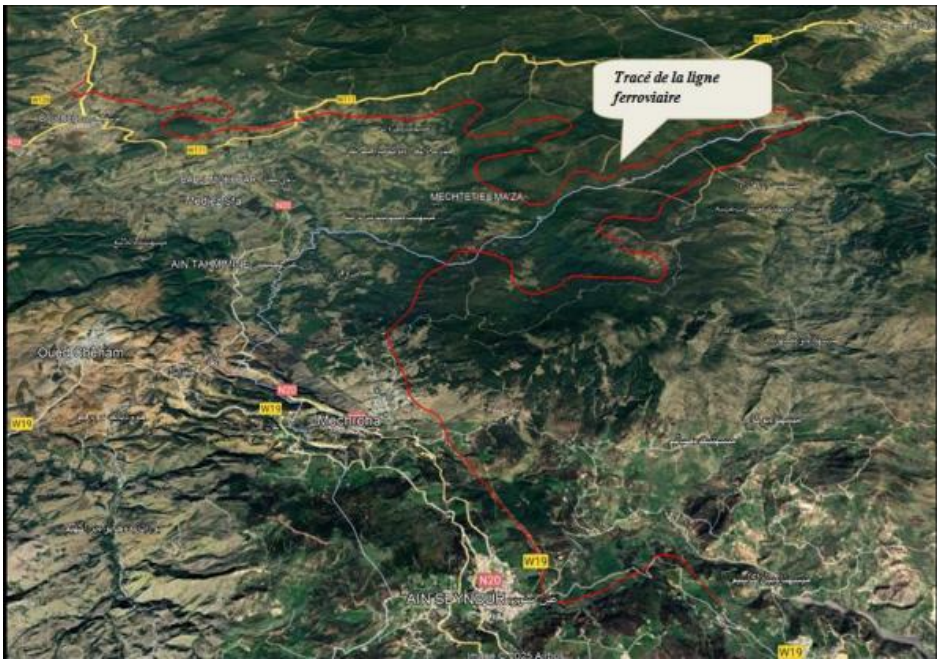


Figure 2.3 : Localisation du tracé sur image Google Earth

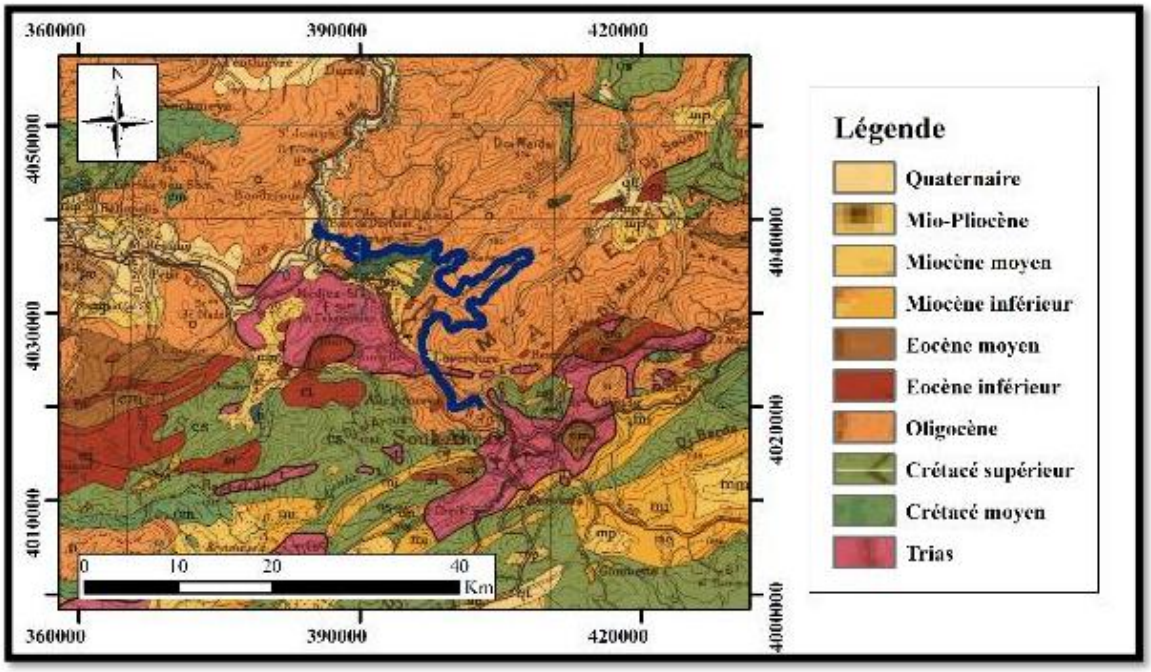


Figure 2.4 : Situation du tracé de la Ligne Minière, Section Centre, Tronçon Bouchegouf – Souk Ahras sur la carte géologique de Constantine au 1/500 000.

2.3 Objectifs du projet

- **Augmenter la capacité** de la ligne minière EST pour répondre à la demande croissante de transport de minerais.
- **Réduire les temps de parcours** et améliorer la régularité des circulations.
- **Améliorer la sécurité** en corrigeant les défauts géométriques du tracé actuel (courbes trop serrées, pentes défavorables).
- **Permettre l'exploitation de trains plus longs et plus lourds** grâce à une infrastructure adaptée.

2.4 Intérêt pour le mémoire

Le présent mémoire se focalise sur l'étude de la stabilité des grands déblais situés sur le tronçon ferroviaire compris entre les points kilométriques PK 89 et PK 103 de la ligne minière EST (section centre – Souk Ahras / Oued Kebrit).

Cette zone présente des déblais de hauteur importante (souvent supérieurs à 10 mètres) creusés dans des formations argileuses géologiquement complexes.

Ces terrains, soumis aux sollicitations climatiques (cycles humides/secs) et vibratoires (passages des trains lourds de minerai), sont susceptibles de développer des instabilités (glissements, éboulements, érosion de talus) pouvant compromettre la sécurité ferroviaire et la pérennité de la plateforme.

L'objectif est donc de diagnostiquer les mécanismes de déstabilisation, d'évaluer les marges de sécurité des talus existants et de proposer des solutions de stabilisation adaptées.

Ce travail apporte ainsi une contribution technique utile au projet de dédoublement et de modernisation de la ligne, en identifiant les points critiques et en orientant les mesures correctives pour garantir la stabilité à long terme des grands déblais.

2.5 Reconnaissance du site

2.5.1 La nature du site

Le site présente des déblais importants et la majorité du tracé en linéaire est en déblai ; de plus, la nature géologique du sol est de nature argileuse.

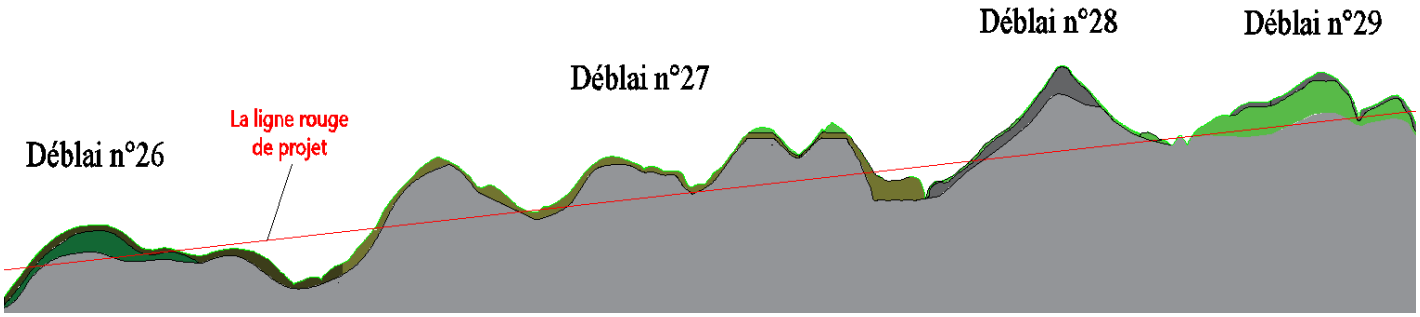


Figure 2.5 : Profil en long des déblais

2.5.2 Contexte hydrogéologique

Les wilayas de Guelma et Souk-Ahras présentent une hydrogéologie variée, influencée par la complexité géologique, le climat semi-aride à subhumide, et la topographie contrastée entre zones de plaines, de collines et de vallées encaissées.

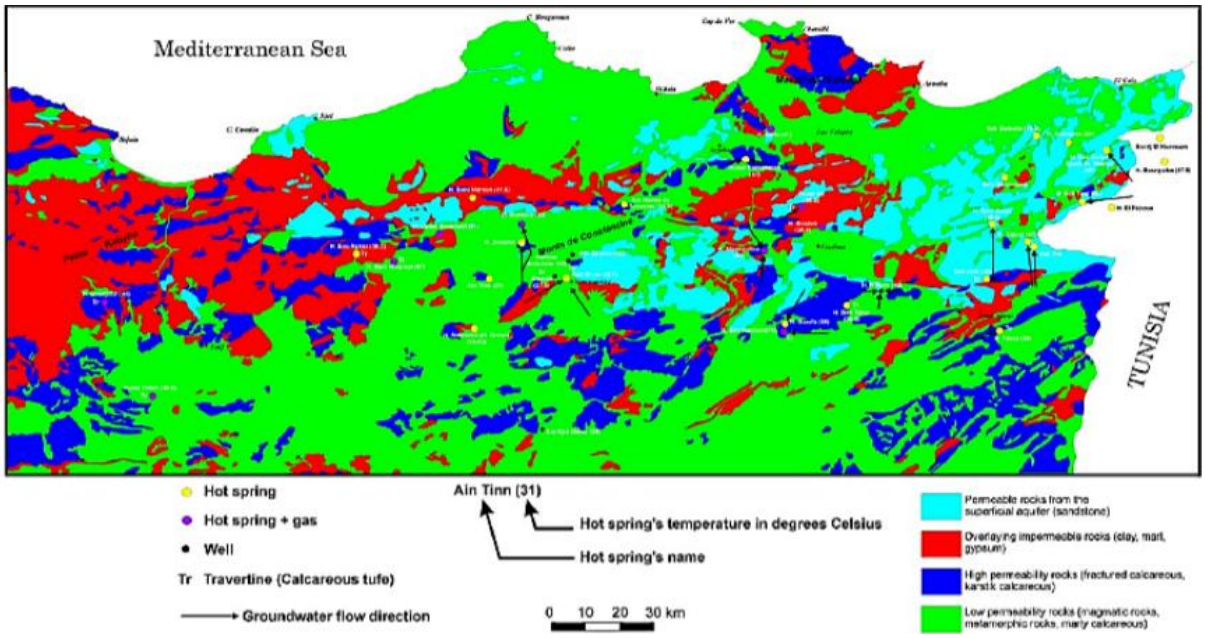


Figure 2.6 : Carte hydrogéologique de la région Est du pays.

2.5.2.1 Nappes principales et perméabilité

La Section 1 est traversé par plusieurs nappes phréatiques, généralement discontinues et à faible profondeur dans les zones alluviales (vallées de l'oued Seybouse, oued El Kebir, oued Charef, oued Bouhamdane). Ces nappes sont hébergées dans :

Des dépôts quaternaires à granulométrie variable (sables, graviers, limons), avec une perméabilité moyenne à élevée ;

Des formations marneuses ou argilo-calcaires partiellement fissurées ou altérées, dans lesquelles l'eau circule de manière plus lente ou localisée.

Les nappes sont en général peu profondes (profondeur entre 1,5 m et 5 m dans les fonds de vallées), mais peuvent être perchées sur des couches peu perméables ou confinées dans certaines zones sédimentaires. La perméabilité globale des terrains varie fortement :

- **Élevée** dans les formations sableuses, graveleuses ou karstiques (localement),
- **Faible à très faible** dans les marnes et argiles compactes, sauf en présence de fracturation.

2.5.2.2 Fluctuation du niveau d'eau et ruissellement

Les nappes phréatiques présentent une variabilité saisonnière marquée, avec des remontées importantes en hiver dues à un ruissellement accru et à des sols à drainage lent, et une baisse, voire une disparition locale, en été. Des suintements naturels et des exfiltrations ont été observés en pied de versants, notamment à l'interface entre formations perméables et couches imperméables. Certains points du tracé traversent des zones humides ou hydromorphes, sensibles à l'engorgement temporaire.

2.5.3 Géologie locale

D'après la carte géologique de Bouchegouf au 1/50.000, feuille N° 55-B4-C30, le terrain d'étude est couvert par les formations suivantes :

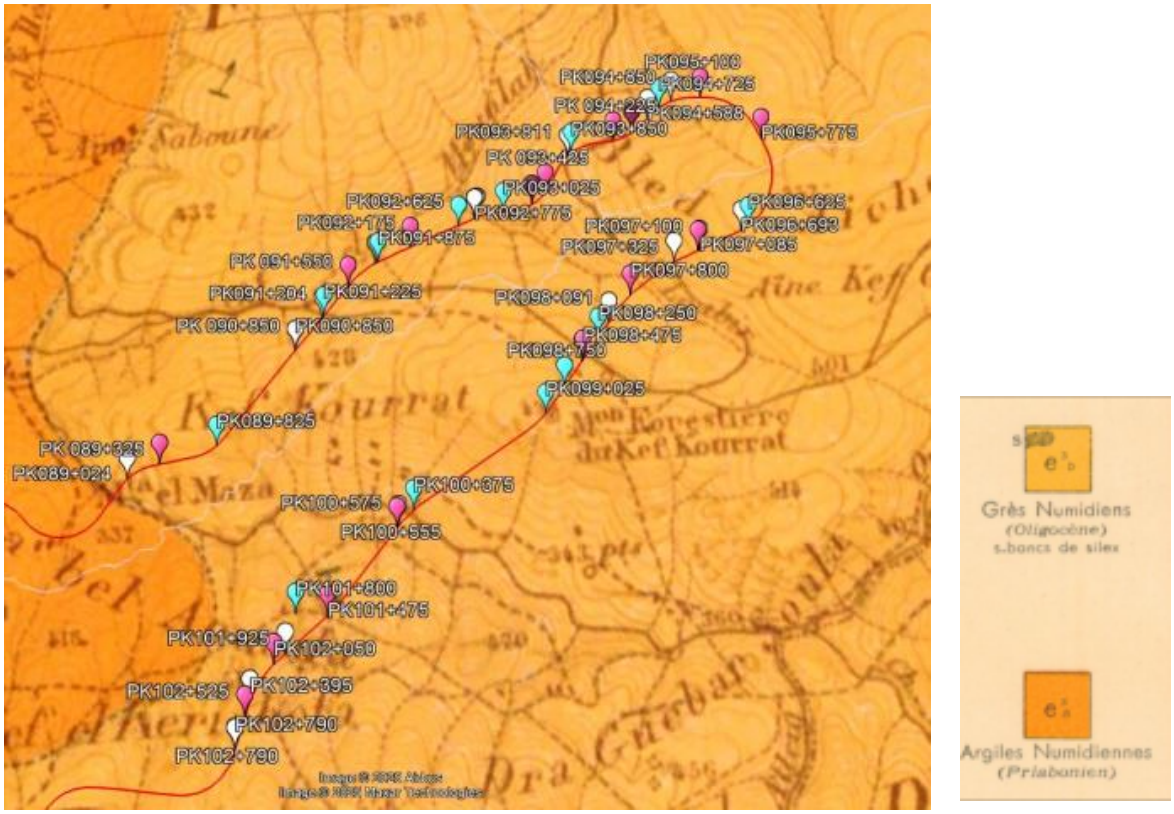


Figure 2.7 : Carte géologique de Bouchegouf 1/50 000, feuille

e_b^3 : Grès Numidiens (Oligocène) s_ bancs de silex

e_a^3 : Argiles Numidiens (Priabonien).

2.6 Etude sismique

2.6.1 Sismicité de la zone

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPA 2024. Cette norme établit un zonage sismique (7 zones) du territoire algérien.

- Zone 0 : Très faible
- Zone I : faible
- Zone II : Faible a moyenne
- Zone III : Moyenne
- Zone IV : Moyenne a élevée
- Zone V & VI : Elevée

Le tronçon compris entre (PK 89 et PK 103) traverse la wilaya de Souk Ahras, correspondant à la zone V (activité sismique élevée).

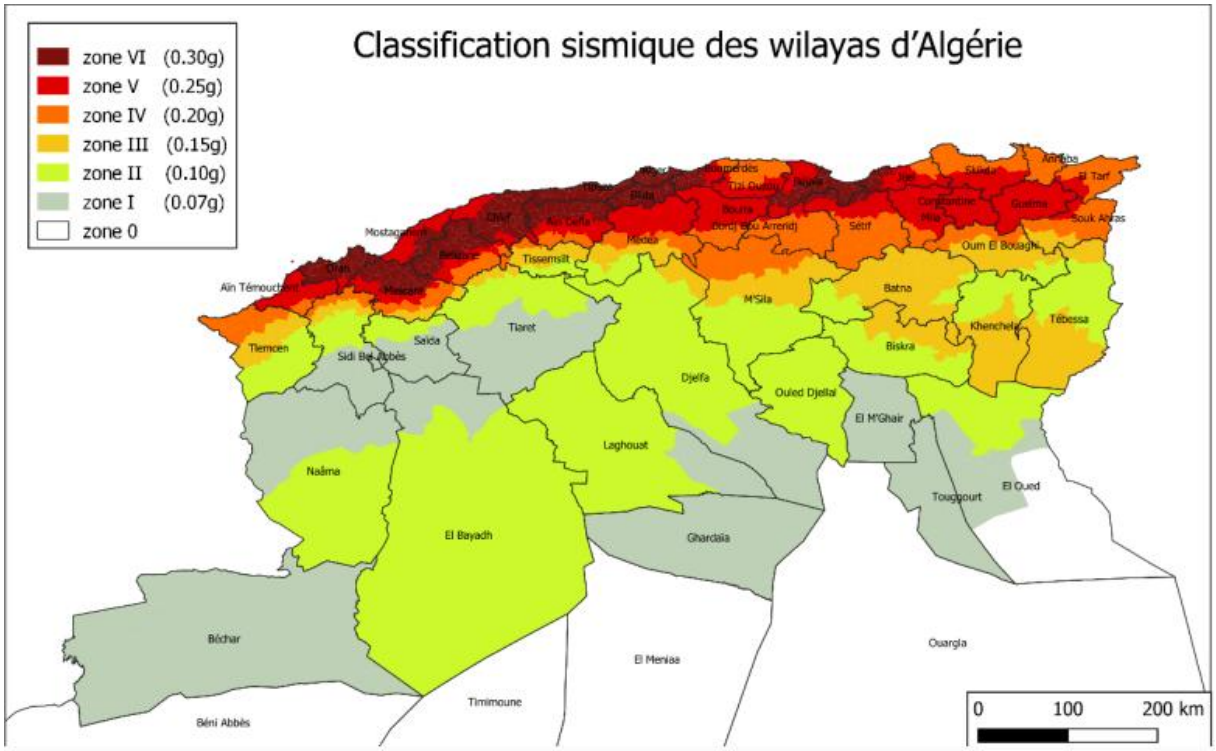


Figure 2.8 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 2024).

2.6.2 Coefficient d'accélération

Le RPA 2024 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique.

Tableau 2.1 : Classification des zones sismiques et coefficients d'accélération de zone selon le RPA 2024

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	–
I	Faible	0,07
II	Faible à moyenne	0,10
III	Moyenne	0,15
IV	Moyenne à élevée	0,20
V	**Élevée**	**0,25**
VI	Élevée	0,30

- Le coefficient d'accélération est **A=0.25g**

2.6.3 Classification de site

Sur la base des essais géotechniques effectués in situ, le site est classé en catégorie **S3(meuble)**. Les résultats détaillés des essais sont présentés dans le chapitre reconnaissance géotechnique du site.

2.6.4 Coefficient d'importance

Le RPA 2024 détermine le coefficient d'importance en fonction de la catégorie de l'ouvrage et leur importance, de son rôle socio-économique, la sécurité des personnes, et des conséquences potentielles en cas de défaillance.

Tableau 2.2 : Valeurs des coefficients d'importance

Groupe d'importance	1A	**1B**	2	3
Coefficient I	1.40	**1.20**	1.00	0.80

Le groupe d'importance est **1B,** car cette liaison autoroutière elle joue un rôle économique et fonctionnel majeur.

2.6.5 Calcul les coefficients sismiques

Les paramètres sismiques retenus pour le site sont les suivants :

- Zone sismique : **V** (A = 0,25)
- Groupe d'importance : **1B** (I = 1,20)
- Site : **S3** (S = 1,30)

Selon le RPA 2024, les coefficients d'accélération horizontale et verticale sont calculés comme suit :

$$Kh = ⅓ \times A \times I \times S = ⅓ \times 0.25 \times 1.2 \times 1.3 = \pm 0.13$$

$$Kv = \pm ½ \times Kh = \pm 0.065$$

2.7 Présentation des déblais

Dans le domaine du génie civil et des travaux publics, un déblai est dit de « grande hauteur » lorsque la hauteur verticale de la tranchée excavée dans le terrain naturel dépasse un seuil conventionnel (généralement **10 à 15 mètres**). Ces déblais présentent des contraintes particulières liées à la stabilité des talus, au risque de glissements de terrain, aux déformations différées, ainsi qu'aux méthodes d'excavation et de confortement (purges, terrassements étagés, ouvrages de soutènement, drains, etc.). Leur conception repose sur une étude géotechnique approfondie et le respect des règles parasismiques (RPA) applicables aux ouvrages en terre de grande hauteur.

Le premier déblai : Déblai n°26

- **Du** PK 89+120 AU PK 89+735.
- **La hauteur de déblai**: 30 m.



Figure 2.9 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°26

Le deuxième déblai : Déblai n°27

- **DU** PK 90+550 AU PK 92+600
- **La hauteur de déblai:** 80 m

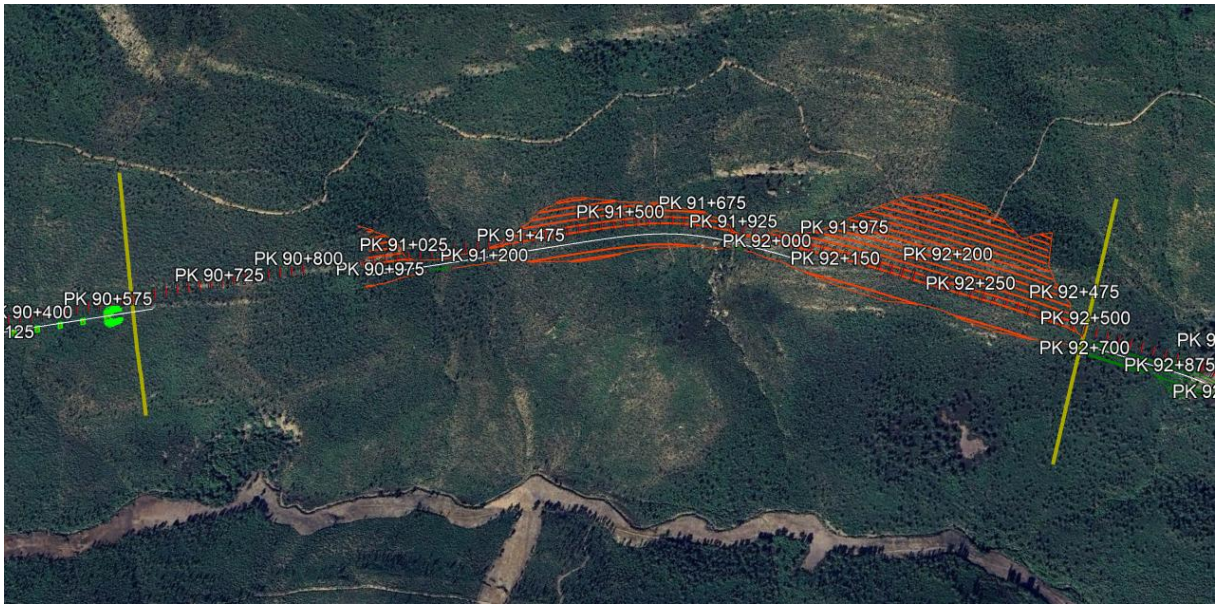


Figure 2.10 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°27

Le troisième déblai : Déblai n°28

- **DU** PK 93+000 AU PK 93+875
- **La hauteur de déblai**: 40 m

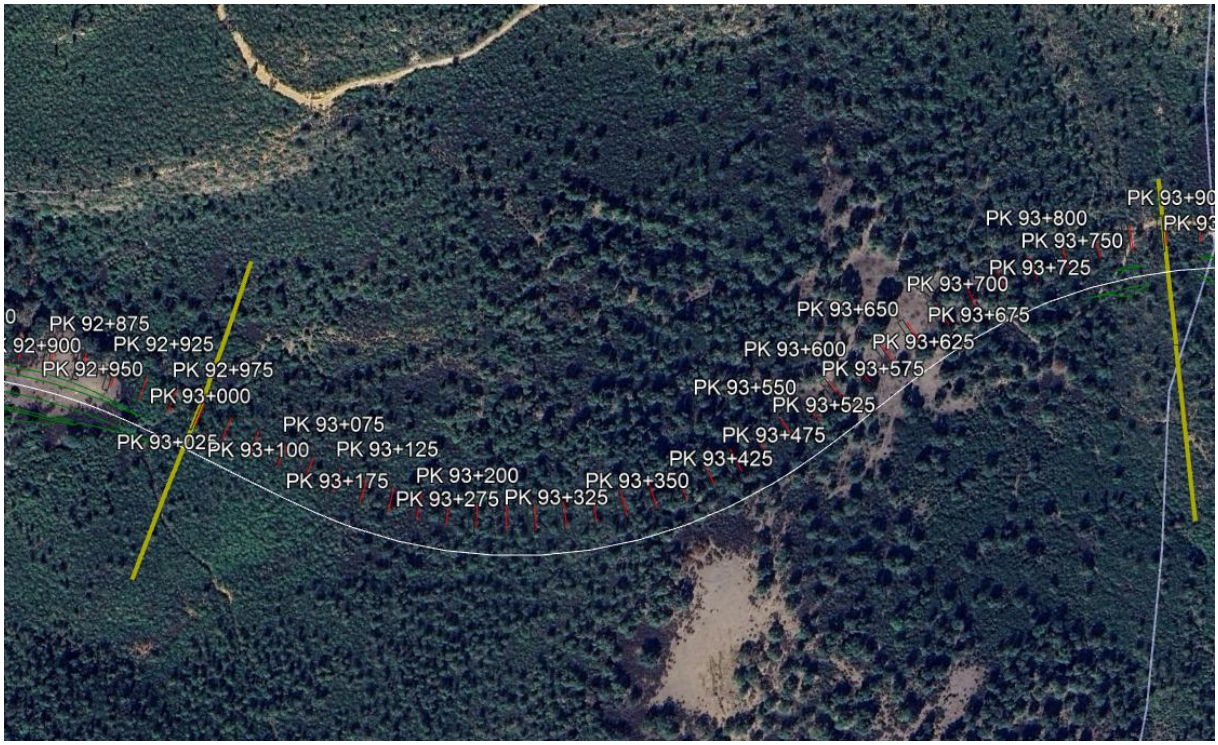


Figure 2.11 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°28

Le quatrième déblai : Déblai n°29

- **DU** PK 93+900 AU PK 94+800
- **La hauteur de déblai**: 33 m



Figure 2.12 : Vue en plan et limitation de la zone de déblai n°29

Remarque

Parmi les huit déblais rencontrés sur le tracé, seuls les quatre premiers ont été traités en détail dans cette étude.

Ils représentent les cas les plus critiques en raison de leur grande hauteur et de leur complexité géotechnique.

Les quatre autres déblais, de faible hauteur, présentent une coupe lithologique identique à celle des précédents. Par conséquent, leur analyse et les mesures de confortement à adopter sont strictement similaires à celles déjà établies pour les quatre premiers déblais.

2.8 Conclusion

L'étude de la stabilité des grands déblais du tronçon PK 89-103 de la ligne minière EST a permis d'identifier les principaux facteurs de risque liés aux formations géologiques complexes et à la sismicité élevée de la zone Parmi les huit déblais recensés, quatre ont été retenus pour une analyse détaillée en raison de leur hauteur et de leur criticité, notamment le déblai D27 d'une hauteur de 80 mètres qui constitue le cas le plus critique du tronçon.

Les quatre déblais restants, de faible hauteur et de même lithologie, seront traités par analogie.

Les résultats de cette étude orienteront le choix des solutions de confortement afin de garantir la stabilité à long terme des talus, la sécurité ferroviaire et la pérennité de la plateforme dans le cadre du projet de dédoublement et de modernisation de la ligne.

Chapitre 3
Investigation géotechnique

3.1 Introduction

L'étude géotechnique constitue une étape fondamentale dans la conception et la réalisation de tout ouvrage d'ingénierie, car elle permet de caractériser le comportement mécanique et physique des formations géologiques en place. Dans le cadre du présent projet, une large campagne d'investigation géotechnique a été menée le long de l'axe de l'ouvrage afin d'identifier la nature des sols rencontrés, d'évaluer leurs propriétés mécaniques.

Cette investigation s'appuie sur une campagne de reconnaissance in-situ comprenant des sondages carottés, des essais pressiométriques, ainsi que des essais mécaniques et physiques réalisés en laboratoire sur des échantillons prélevés. Les résultats obtenus permettront d'établir les coupes lithologiques des zones concernées par le projet et de proposer des recommandations techniques adaptées aux conditions géotechniques du site.

3.2 Résultats de la reconnaissance

3.2.1 In situ

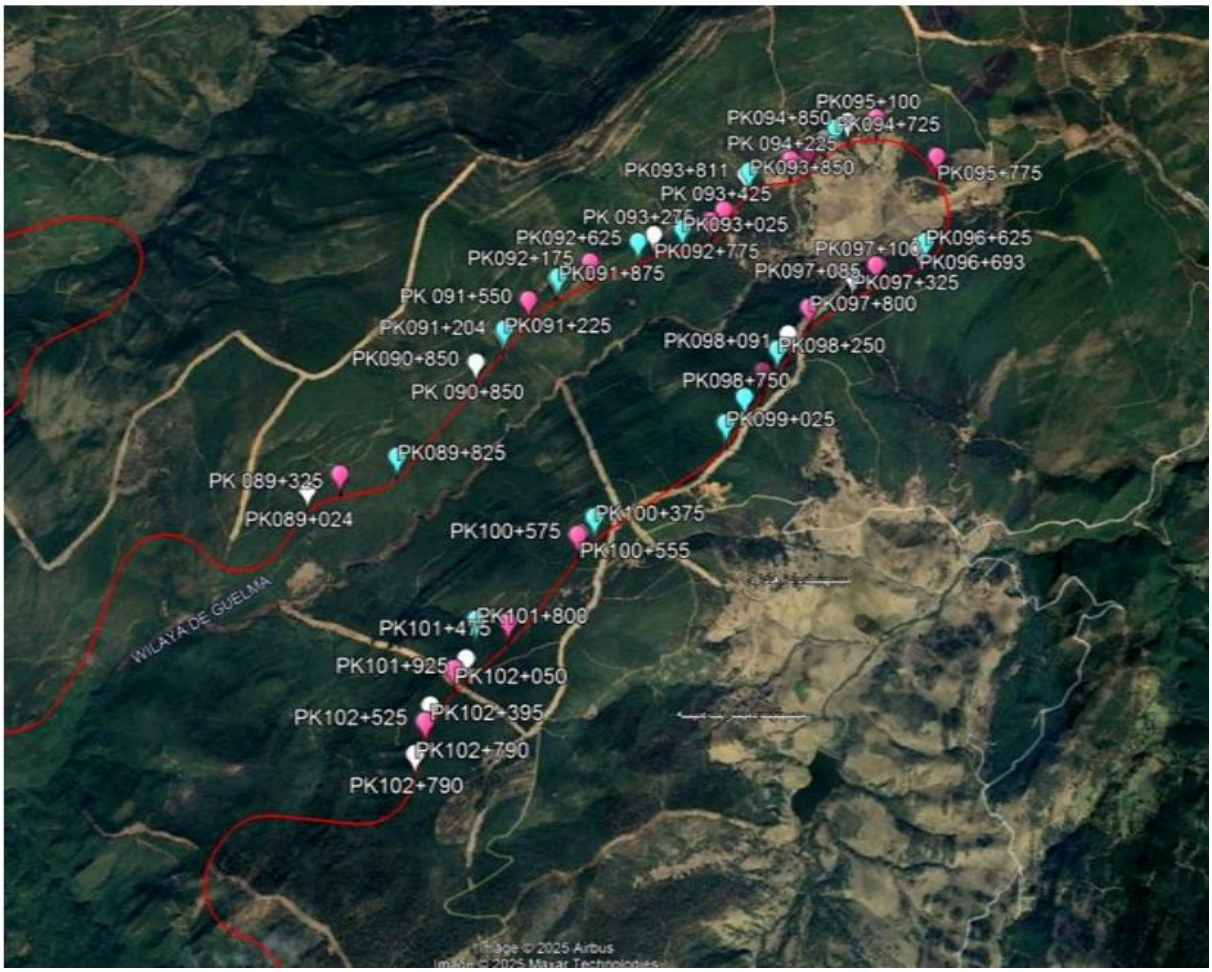


Figure 3.1 : Plan d'implantation de l'investigation in situ sur image Google Earth

A. Sondages carottés

A-1/ Description lithologique des sondages carottés

Les sondages carottés, ont révélés la présence des formations géologiques suivantes :

Tableau 3.1 : Description lithologique des sondages carottés du PK 089+325 au PK 093+275

Position PK	SC N°	Profondeur (m)	Lithologie
PK089+325	SC 89-01	00.00 – 02.50	Argile limoneuse légèrement graveleuse
		02.50 – 11.00	Argilite brunâtre avec la présence de trace d'oxydation
		11.00 – 25.00	Argilite grisâtre récupéré en blocs, galets et graviers.
PK090+850	SC 90-01	00.00 – 00.40	Terre végétale
		00.40 – 01.20	Argile limoneuse rougeâtre
		01.20 – 06.50	Argilite altéré tendre à mi dure à quelque passage de grés (1.80-2.00)m
		06.50 – 07.50	Grès
		07.50 – 09.00	Argilite tendre
		09.00 – 14.20	Argilite schisteuse altéré tendre
		14.20 – 35.00	Argilite grise mi dure à induré
PK091+550	SC 91-01	00.00 – 03.00	Argile limoneuse rougeâtre légèrement graveleuse. On note la présence d'un plan de cisaillement à 2.70m.
		03.00 – 07.00	Argilite à trace d'oxydation
		07.00 – 30.00	Argilite grisâtre récupéré en blocs, galets et graviers. On note la présence de deux passages gréseux entre 16.40m et 18.40m et entre 27.00m et 28.80m.
PK 092+175	SC 92-01	00.00 – 00.40	Terre végétale
		00.40 – 01.40	Limon argileux
		01.40 – 03.60	Argile marneuse
		03.60 – 06.40	Grés grisâtre
		06.40 – 25.00	Alternances entre les grès grisâtre et les argilites grisâtre
PK 092+775	SC 92-02	00.00 – 00.50	Terre végétale
		00.50 – 01.00	Argile limoneuse rougeâtre
		01.00 – 02.00	Argilite altéré tendre
		02.00 – 09.00	Argile marneux beige à brunâtre compacte
		09.00 – 10.20	Grés grisâtre
		10.20 – 13.20	Argilite schisteuse altéré brunâtre à grisâtre
		13.20 – 20.00	Argilite grise avec des niveaux altérés
PK 093+275	SC 93-01	00.00 – 00.50	Terre végétale
		00.50 – 07.50	Argile limoneuse rougeâtre
		07.50 – 14.50	Argilite tendre grisâtre
		14.50 – 30.00	Argilite grisâtre tendre à mis dure

Tableau 3.2 : Description lithologique des sondages carottés du PK 093+425 au PK094+400

Position PK	SC N°	Profondeur (m)	Lithologie
PK 093+425	SC 93-02	00.00 – 01.00	Terre végétale
		01.00 – 09.00	Argilite friable
		09.00 – 13.00	Argilite schisteuse altéré friable
		13.00 – 40.00	Argilite grise indurée avec quelque passage de marne tendre
PK094+225	SC 94-01	00.00 – 00.50	Terre végétale
		00.50 – 02.00	Argile limoneuse sableuse brunâtre
		02.00 – 14.00	Argilite verdâtre à traces d'oxydation
		14.00 – 25.00	Argilite grisâtre récupéré en blocs, galets et graviers.
PK094+400	SC 94-02	00.00 – 02.20	Argile limoneuse brunâtre
		02.20 –16.00	Argilite verdâtre à traces d'oxydation
		16.00 – 30.00	Argilite grisâtre fragmenté

A-2 Commentaire

Les sondages carottés ont mis en évidence la présence des formations géologiques suivantes :

- Argile limoneuse.
- Argilite brunâtre à traces d'oxydation.
- Argilite plus ou moins dur.
- Grès

Le toit de ces formations est recouvert par une couche de terre végétale dont l'épaisseur varie entre 0.40m et 1.20m.

B. Essais pressiométrique

Les essais réalisés sur site nous ont permis de calculer, à partir des diagrammes de chargement, les Caractéristiques pressiométriques suivantes :

- Modules pressiométriques (E)
- Pressions limites nette **(PL*)** définissants la résistance du sol à la rupture
- Le rapport du module pressiométrique à la pression limite E/PL
- La pression de fluage (PF)

B-1. Résultats des essais pressiométriques

Tableau 3.3 : essai pressiométrique SP 89-01

Prof (m)	SP 89-01						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**607.6**	16.70	06.30	**16.60**	06.30	**36.38**	Sur consolidé	Argile limoneuse
03.00	**646.3**	28.60	07.00	**28.30**	07.00	**22.60**	Sur consolidé	
04.50	**1150.9**	38.90	09.20	**38.50**	09.20	**29.59**	Sur consolidé	Argilite
06.00	**931.7**	49.20	38.90	**48.70**	38.90	**18.94**	Sur consolidé	
07.50	**1951.2**	49.40	38.90	**48.70**	38.90	**39.50**	Sur consolidé	
09.00	**1946.9**	49.60	39.00	**48.80**	39.00	**39.25**	Sur consolidé	
10.00	**1102.6**	49.50	28.90	**48.60**	28.90	**22.27**	Sur consolidé	

Tableau 3.4 : essai pressiométrique SP 91-01

Prof (m)	SP 91-01						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**182.4**	11.00	02.90	**10.90**	02.90	**16.58**	Sur consolidé	Argile limoneuse
03.00	**473.3**	29.30	08.60	**29.00**	08.60	**16.15**	Sur consolidé	
04.50	**1669.3**	48.90	48.50	**48.50**	48.50	**34.14**	Sur consolidé	Argilite
06.00	**630.7**	40.10	11.60	**39.60**	11.60	**15.73**	Normalement consolidé	
07.50	**904.6**	48.80	38.40	**48.10**	38.40	**18.54**	Sur consolidé	
09.00	**1234.9**	49.10	38.40	**48.30**	38.40	**25.15**	Sur consolidé	
10.00	**1084.6**	49.10	38.50	**48.20**	38.50	**22.09**	Sur consolidé	

Tableau 3.5 : essai pressiométrique SP 91-02

Prof (m)	SP 91-02						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**570.5**	43.20	11.60	**43.00**	11.60	**13.21**	Sur consolidé	Argile graveleuse
03.00	**627.8**	29.30	09.10	**29.10**	09.10	**21.43**	Sur consolidé	Argile limoneuse
04.50	**567.2**	38.90	12.40	**38.50**	12.40	**14.58**	Normalement consolidé	Argilite
06.00	**1018.2**	48.70	38.50	**48.20**	38.50	**20.91**	Sur consolidé	
07.50	**1299.4**	54.60	16.10	**53.90**	16.10	**23.80**	Sur consolidé	
09.00	**1165.0**	49.10	38.50	**48.30**	38.50	**23.73**	Sur consolidé	
10.00	**4821.1**	49.70	48.80	**48.80**	48.80	**97.00**	Sur consolidé	

Tableau 3.6 : essai pressiométrique SP 92-01

Prof (m)	SP 92-01						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**986.7**	**48.30**	**38.50**	**48.20**	**38.50**	**20.43**	Sur consolidé	Argilite
03.00	**2536.6**	**58.50**	**31.70**	**58.20**	**31.70**	**43.36**	Sur consolidé	
04.50	**609.3**	**31.60**	**8.80**	**31.20**	**8.80**	**19.28**	Sur consolidé	
06.00	**420.9**	**30.60**	**6.90**	**30.10**	**6.90**	**13.75**	Normalement consolidé	
07.50	**337.7**	**38.40**	**28.20**	**37.70**	**28.20**	**08.79**	Altéré	
09.00	**1115.7**	**49.10**	**38.50**	**48.30**	**38.50**	**22.72**	Sur consolidé	
10.00	**946.8**	**49.20**	**38.50**	**48.30**	**38.50**	**19.24**	Sur consolidé	

Tableau 3.7 : essai pressiométrique SP 93-01

Prof (m)	SP 93-01						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**1628.4**	48.40	38.50	**48.30**	38.50	**33.64**	Sur consolidé	Argilite
03.00	**1943.3**	48.60	38.60	**48.30**	38.60	**39.99**	Sur consolidé	
04.50	**502.5**	31.40	15.40	**31.00**	15.40	**16.00**	Sur consolidé	
06.00	**586.0**	42.70	11.70	**42.20**	11.70	**13.72**	Normalement consolidé	
07.50	**1552.3**	49.20	48.50	**48.50**	48.50	**31.55**	Sur consolidé	
09.00	**1114.7**	48.90	28.60	**48.10**	28.60	**22.80**	Sur consolidé	
10.00	**1183.1**	49.10	38.60	**48.20**	38.60	**24.10**	Sur consolidé	

Tableau 3.8 : essai pressiométrique SP 94-01

Prof (m)	SP 94-01						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)		PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**1702.5**	48.50	Argilite	**48.40**	38.50	**35.10**	Sur consolidé	Argilite
03.00	**533.9**	43.10	16.00	**42.90**	16.00	**12.39**	Normalement consolidé	
04.50	**1243.2**	48.60	28.60	**48.20**	28.60	**25.58**	Sur consolidé	
06.00	**1083.8**	48.90	38.50	**48.40**	38.50	**22.16**	Sur consolidé	
07.50	**1862.8**	49.10	28.70	**48.50**	28.70	**37.94**	Sur consolidé	
09.00	**1334.8**	49.30	38.90	**48.40**	38.90	**27.08**	Sur consolidé	
10.00	**1286.0**	49.30	38.60	**48.40**	38.60	**26.09**	Sur consolidé	

Tableau 3.9 : essai pressiométrique SP 94-02

Prof (m)	SP 94-02						État de consolidation	Lithologie
	E (bar)	PL (bar)	PF (bar)	PL* (bar)	PF* (bar)	E/PL		
01.50	**334.5**	17.80	07.40	**17.60**	07.40	**18.79**	Sur consolidé	Argile
03.00	**796.6**	29.40	07.70	**29.20**	07.70	**27.10**	Sur consolidé	
04.50	**509.9**	40.40	09.20	**40.00**	09.20	**12.62**	Normalement consolidé	Argilite
06.00	**575.0**	38.00	09.50	**37.40**	09.50	**15.13**	Normalement consolidé	
07.50	**3383.7**	49.30	48.70	**48.70**	48.70	**68.63**	Sur consolidé	
09.00	**4291.7**	49.60	48.70	**48.70**	48.70	**86.53**	Sur consolidé	
10.00	**5474.3**	49.70	48.80	**48.80**	48.80	**110.15**	Sur consolidé	

B-2 Commentaire

Les résultats obtenus à partir des essais pressiométriques donnent des valeurs de modules de déformation (E) et de pressions limites nette (PL*) assez élevées à très élevées (fin de sondages).

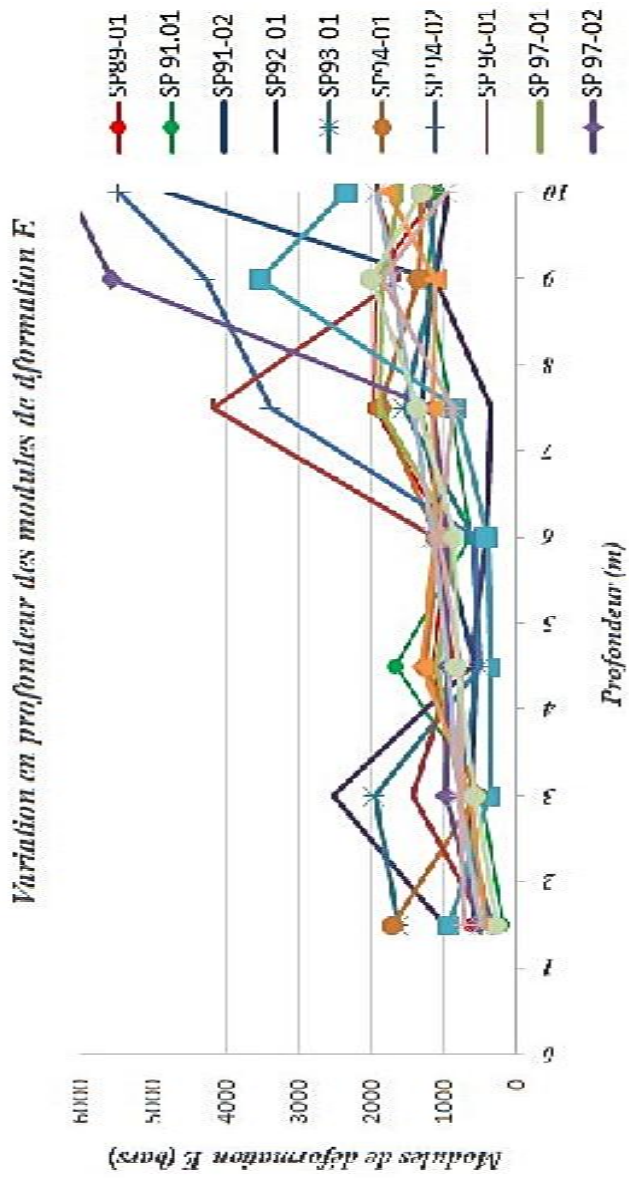


Figure 3.2 : Variations en profondeurs de E (bars) et Pl* (bars)

C. Standard pénétrations test : (NF P 94-116 / NA 5229)

C-1. Principe de l'essai

L'essai de pénétration standard (S.P.T) consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier, à l'aide d'un mouton normalisé, en mesurant le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le carottier de 15 cm, 30 cm et 45 cm dans la couche étudiée.

N : Nombre de Coups pour un enfoncement de 30cm.

C-2. Résultats des essais SPT

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 3.10 : Résultats de S.P.T du PK 089+325 au PK 093+275

PK	SC N°	Profondeur (m)	N1 à 30cm	N2 à 45cm	N'= (N1+N2)	Etat de compacité
PK 089+325	**SC 89-01**	01.00 – 01.45	05	04	09	Ferme
		03.00 – 03.45	06	07	13	Ferme
		04.00 – 04.45	12	15	27	Très ferme
		06.00 – 06.45	14	14	28	Très ferme
		07.00 – 07.45	17	17	34	Dure
		09.00 – 09.45	22	24	46	Dure
PK 090+850	**SC 90-01**	01.00 – 01.45	11	22	33	Dure
		03.00 – 03.45	50	Refus	Refus	-
		04.00 – 04.45	50	Refus	Refus	-
		09.00 – 09.45	50	Refus	Refus	-
		12.00 – 12.45	50	Refus	Refus	-
PK 092+175	**SC 92-01**	06.00 – 06.45	36	Refus	Refus	-
PK 092+775	**SC 92-02**	03.00 – 03.45	7	9	16	Très ferme
		04.00 – 04.45	12	17	29	Très ferme
		06.00 – 06.45	15	21	36	Dure
		07.00 – 07.45	9	11	20	Très ferme
		12.00 – 12.45	Refus			-
PK 093+275	**SC 93-01**	01.00 – 01.45	12	24	36	Dure
		03.00 – 03.45	15	18	33	Dure
		04.00 – 04.45	15	Refus	Refus	-
		06.00 – 06.45	19	25	44	Dure
		09.00 – 09.45	20	26	46	Dure
		12.00 – 12.45	37	Refus	Refus	-

Tableau 3.11 : Résultats de S.P.T du PK 093+425 au PK 094+400

PK	SC N°	Profondeur (m)	N1 à 30cm	N2 à 45cm	N'= (N1+N2)	Etat de compacité
PK 093+425	SC 93-02	01.00 – 01.45	16	18	34	Dure
		03.00 – 03.45	19	21	40	Dure
		04.00 – 04.45	14	17	31	Dure
		06.00 – 06.45	27	36	63	Dure
		07.00 – 07.45	29	33	62	Dure
		09.00 – 09.45	16	18	34	Dure
		12.00 – 12.45	Refus			-
		15.00 – 15.45	Refus			-
PK 094+225	SC 94-01	01.00 – 01.45	10	10	20	Très ferme
		03.00 – 03.45	12	14	26	Très ferme
		04.00 – 04.45	14	16	30	Très ferme
		06.00 – 06.45	13	14	27	Très ferme
		07.00 – 07.45	13	14	27	Très ferme
		09.00 – 09.45	16	16	32	Dure
		12.00 – 12.45	16	18	34	Dure
PK 094+400	SC 94-02	01.00 – 01.45	08	07	15	Très ferme
		03.00 – 03.45	10	12	22	Très ferme
		04.00 – 04.45	14	16	30	Très ferme
		07.00 – 07.45	13	13	26	Très ferme
		09.00 – 09.45	13	13	26	Très ferme
		12.00 – 12.45	14	15	29	Très ferme
		15.00 – 15.45	14	16	30	Très ferme
		18.00 – 18.45	13	12	25	Très ferme

C-3 Commentaire

Les résultats de l'essai de pénétration standard (SPT) révèlent une grande hétérogénéité des compacités sur l'ensemble des profils investigués, avec des valeurs de N variant de 9 à 46, correspondant à des états de compacité allant de ferme à dur. La présence fréquente de refus de pénétration ($N_1 \geq 50$ ou N_2 = refus) sur plusieurs horizons, notamment en profondeur, traduit la présence de sols très denses, où l'essai SPT devient inopérant. Les horizons superficiels et intermédiaires présentent, quant à eux, généralement des valeurs N de 20 à 46 (très ferme à dur).

3.2.2 En laboratoire

A- Essais mécaniques

A-1. Essais de cisaillement rectiligne type CD

Les résultats des essais de résistance au cisaillement rectiligne de type consolidé drainé (CD) sont reproduits dans le tableau suivant :

Tableau 3.12 : Essai de cisaillement rectiligne type CD

SC N°	Profondeur (m)	φ' (°)	C' (bars)	Observation
SC 089-01	05.00 – 05.20	34.90	0.155	Frottant et peu cohérent
	05.20 – 05.60	29.10	0.786	Frottant et cohérent
	22.00 – 22.40	37.70	0.899	Frottant et cohérent
SC 091-01	03.60 – 04.00	31.40	0.516	Frottant et cohérent
	05.50 – 05.80	23.90	0.662	Frottant et cohérent
	19.40 – 19.80	32.10	0.720	Frottant et cohérent
	26.70 – 27.00	Essai annulé		
SC 094-02	04.10 – 04.50	21.40	0.496	Frottant et cohérent

Avec :

- ✓ **φ'** : Angle de frottement effectif.
- ✓ **C'**: Cohésion effective.

A-2. Essais de cisaillement à la boite type CU

Les résultats des essais de résistance au cisaillement à la boite de type consolidé non drainé (CU) sont reproduits dans le tableau suivant :

Tableau 3.13 : Essai de cisaillement à la boite type CU

SC N°	Profondeur (m)	φu (°)	Cu (bars)
SC 091-01	01.10 – 01.50	29	0.110
SC 093-01	13.40 – 13.60	15	1.544

A-3. Essais de cisaillement triaxial type UU

Les résultats des essais de résistance au cisaillement triaxial de type non consolidé non drainé (UU) sont reproduits dans le tableau suivant :

Tableau 3.14 : Essai de cisaillement triaxial type UU

SC N°	Profondeur (m)	φ (°)	Cuu (bars)	Observation
SC 089-01	01.00 – 01.40	16.80	0.273	Faible résistance au cisaillement
SC 094-01	01.00 – 01.40	9.70	0.598	Résistance au cisaillement moyenne

Avec :

- **φ** : Angle de frottement interne.
- **Cuu** : Cohésion interne.

A-4. Essais de cisaillement triaxial type CD

Les résultats des essais de résistance au cisaillement triaxial de type consolidé drainé (CD) sont reproduits dans le tableau suivant :

Tableau 3.15 : Essai de cisaillement triaxial type CD

SC N°	Profondeur (m)	φ' (°)	C' (bars)	Observation
SC 089-01	01.00 – 01.40	16.80	0.273	Frottant et peu cohérent
SC 094-01	02.50 – 03.00	18.50	0.119	frottant et peu cohérent
	13.40 – 13.90	Essai annulé		
SC 094-02	01.00 – 01.50	11.90	1.492	Peu frottant et cohérent

Avec :

- **φ'** : Angle de frottement effectif.
- **C'**: Cohésion effective.

A-5. Essais de cisaillement triaxial type CU+u

Les résultats des essais de résistance au cisaillement triaxial de type consolidé non drainé (CU) sont reproduits dans le tableau suivant :

Tableau 3.16 : Essai de cisaillement triaxial type CU+u

SC N°	Profondeur (m)	φ' (°)	C' (bars)	φu (°)	Cu (bars)
SC 091-01	01.10 – 01.50	7.30	0.246	17.00	0.85

B- Essais d'identification physique

Tableau 3.17 : Résultats des essais physiques du sondage SC 089-01

SC N°	Profondeur (m)	γd t/m³	γh t/m³
SC 089-01	01.00 – 01.40	1.53	1.91
	05.00 – 05.20	1.63	1.96
	05.20 – 05.60	1.70	2.02
	22.00 – 22.40	2.00	2.22

Tableau 3.18 : Résultats des essais physiques du sondage SC 091-01

SC N°	Profondeur (m)	γd t/m³	γh t/m³
SC 091-01	01.10 – 01.50	1.49	1.88
	03.60 – 04.00	1.65	1.96
	05.50 – 05.80	1.72	2.01
	19.40 – 19.80	1.90	2.11
	26.70 – 27.00	1.96	2.19

Tableau 3.19 : Résultats des essais physiques du sondage SC 092-02

SC N°	Profondeur (m)	γd t/m³	γh t/m³
SC 092-02	01.00 – 01.20	1.62	1.99
	02.00 – 02.40	1.65	1.99
	04.00 – 04.35	1.72	2.07
	06.55 – 06.80	1.56	1.96
	08.00 – 08.30	1.56	1.96
	11.70 – 11.90	1.72	2.08
	15.00 – 15.30	-	-

Tableau 3.20 : Résultats des essais physiques des sondages SC 093-01 et SC 093-02

SC N°	Profondeur (m)	γd t/m³	γh t/m³
SC 093-01	11.00 – 11.35	1.97	2.22
	13.40 – 13.60	2.00	2.22
	18.40 – 18.60	1.80	2.09
SC 093-02	02.00 – 02.40	1.49	1.88
	05.70 – 05.90	1.72	2.03
	07.45 – 07.35	1.78	2.07

Tableau 3.21 : Résultats des essais physiques des Sondages SC 093-02/SC 094-01/SC 094-02

SC N°	Profondeur (m)	γd t/m³	γh t/m³
SC 093-02	02.00 – 02.40	1.49	1.88
	05.70 – 05.90	1.72	2.03
	07.45 – 07.65	1.78	2.07
	13.65 – 13.90	-	-
	17.50 – 17.90	-	-
	29.00 – 29.60	-	-
	37.00 – 37.60	-	-
SC 094-01	01.00 – 01.40	1.62	1,97
	02.50 – 03.00	1.68	2,01
	13.40 – 13.90	1.79	2,04
	15.20 – 15.60	2.14	2,30
SC 094-02	01.10 – 01.50	1.52	1,86
	04.10 – 04.50	1.44	1,76
	07.00 – 07.50	1.52	1,84
	12.50 – 12.90	1.93	2,15
	24.10 – 24.50	2.37	2,47

Commentaire

Les résultats des essais physiques révèlent une augmentation des poids volumiques avec la profondeur, traduisant la consolidation naturelle des sols, avec des valeurs de γd variant de 1,44 t/m³ (horizons meubles superficiels) à 2,37 t/m³ (substrat très dense en profondeur).

3.3 Les coupes lithologique des déblais

L'interpretation croisée des sondages carotés et pressiométriques permet d'établir la lithologie présumée des formations traversées par les zones des déblais.

Le premier déblai : D26

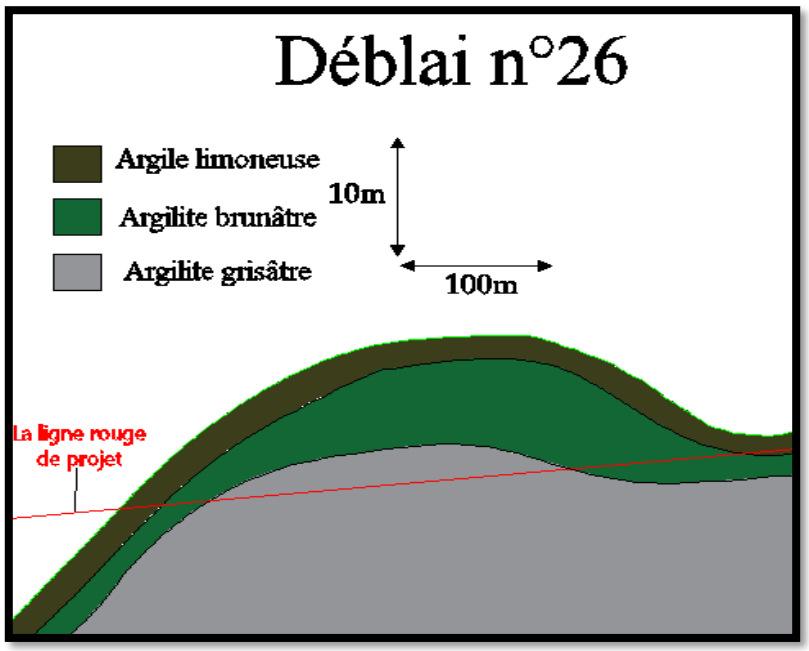


Figure 3.3 : Profil en long du déblai n°26 et de sa lithologie

Le deuxième déblai : D27

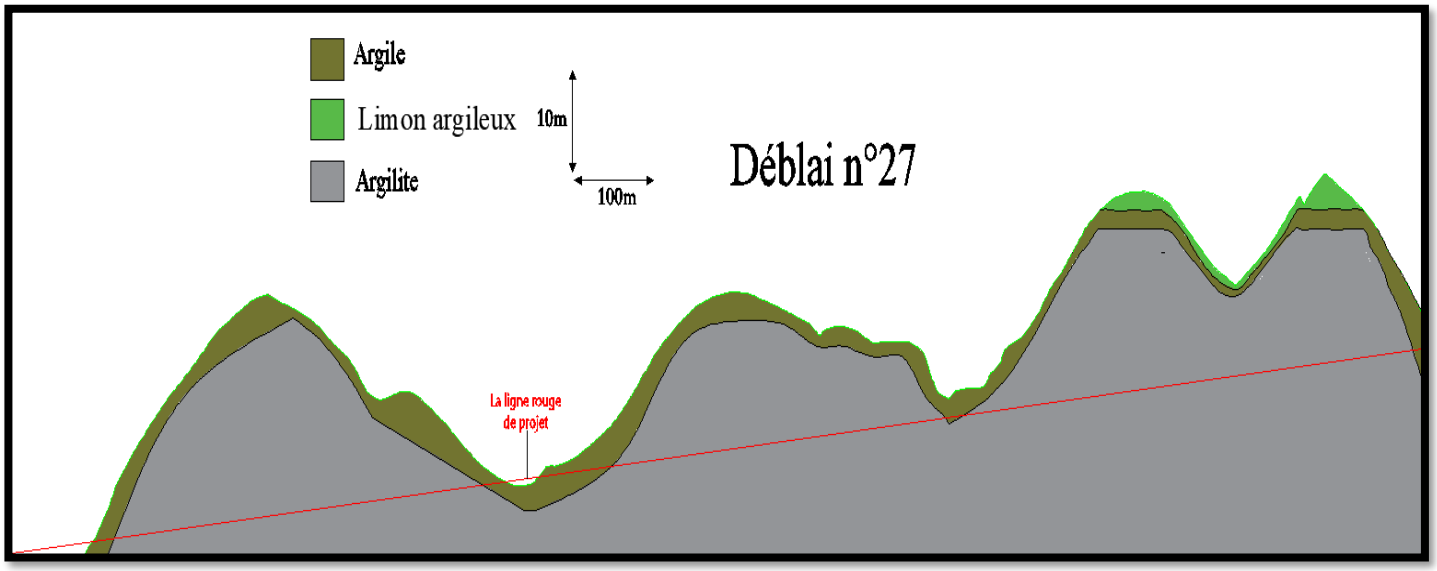


Figure 3.4 : Profil en long du déblai n°27 et de sa lithologie

Le troisième déblai : D28

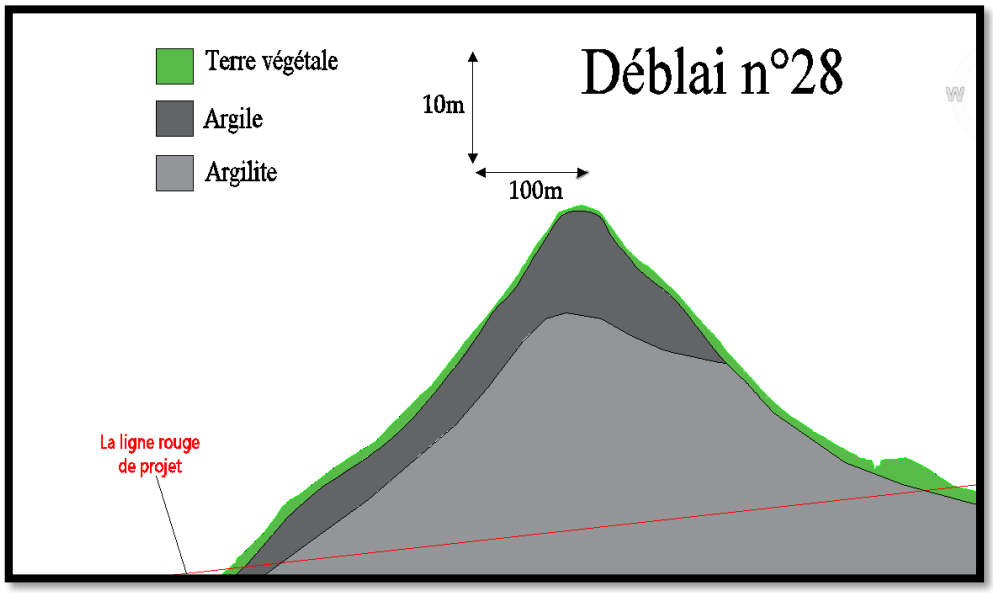


Figure 3.5 : Profil en long du déblais n°28 et de sa lithologie

Le quatrième déblai : D29

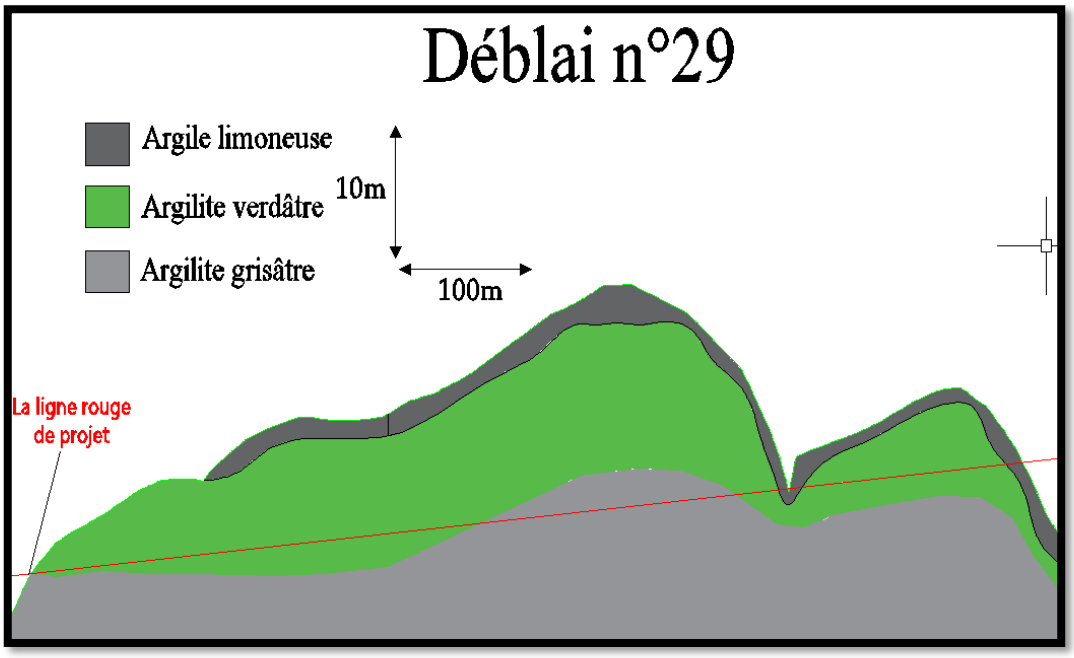


Figure 3.6 : Profil en long du déblais n°29 et de sa lithologie

3.4 Conclusion

La campagne d'investigation géotechnique a révélé des formations argileuses et argiliteuses présentant initialement de bonnes caractéristiques mécaniques (E et PL élevés, N importants), mais ces sols, bien que surconsolidés, sont susceptibles de se dégrader sous l'effet de l'altération, de l'oxydation et des perturbations liées aux travaux de déblai, induisant une réduction des paramètres de résistance (c et φ) et favorisant des phénomènes d'instabilité ; l'ensemble des résultats (poids volumiques croissants avec la profondeur, refus de pénétration en profondeur, présence de plans de cisaillement et d'horizons altérés) doit donc être pris en compte pour la conception adaptée de la stabilisation des déblais.

Chapitre 4
Etude de stabilisation des déblais

4.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de trouver la solution techniquement et économiquement favorable et optimale pour assurer la stabilité des déblais afin de protéger et terminer les travaux de terrassements de la pénétrante.

- **Méthodologie**

-Comme le site est argileux (argile, argilite), on considère que le sol est meuble et homogène, alors les glissements sont circulaires.
- On va commencer avec une pente de 45° (Généralement, le cisaillement maximal est autour de 45°) avec un Fs de 1.

-Dans le cas sismique, on travaille avec les caractéristiques réelles du sol et un facteur de sécurité partiel de 1,15 pour les résistances du sol (RPA 2024).

- L'analyse porte sur les profils types des déblais les plus complexes et les plus importants.

Note sur la méthodologie : Le calage des paramètres de cisaillement à Fs = 1.0 suit rigoureusement la méthodologie de rétro-analyse préconisée par le guide LCPC (2010). **[11]**

4.2 Déblai n°26

Le déblai n°26 présente deux talus distincts : un talus de 30 m de hauteur d'un côté et un talus de 10 m de hauteur de l'autre côté.

4.2.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique

Profil de l'étude situé au PK089+325

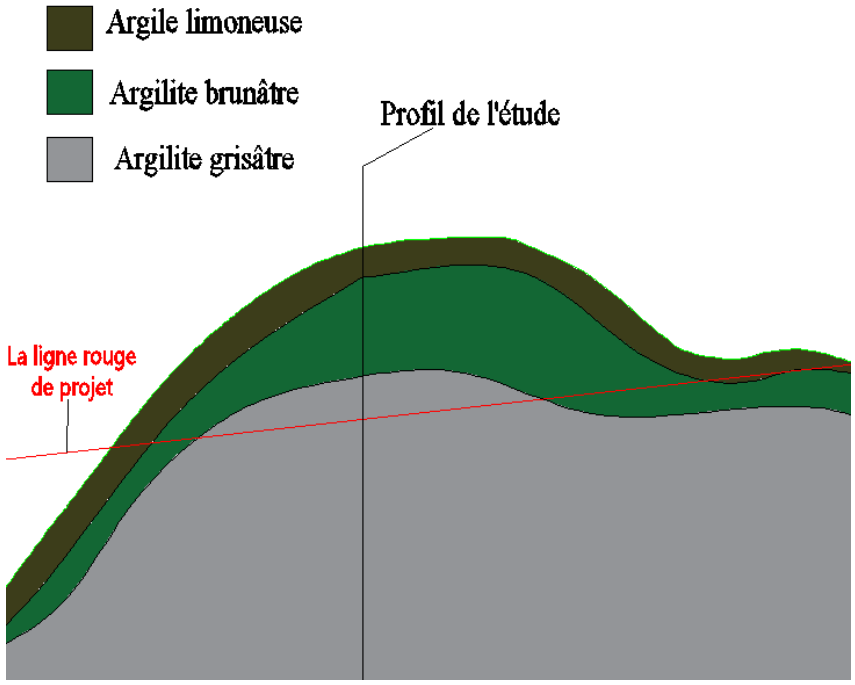


Figure 4.1 : Profil de l'étude du déblai n°26

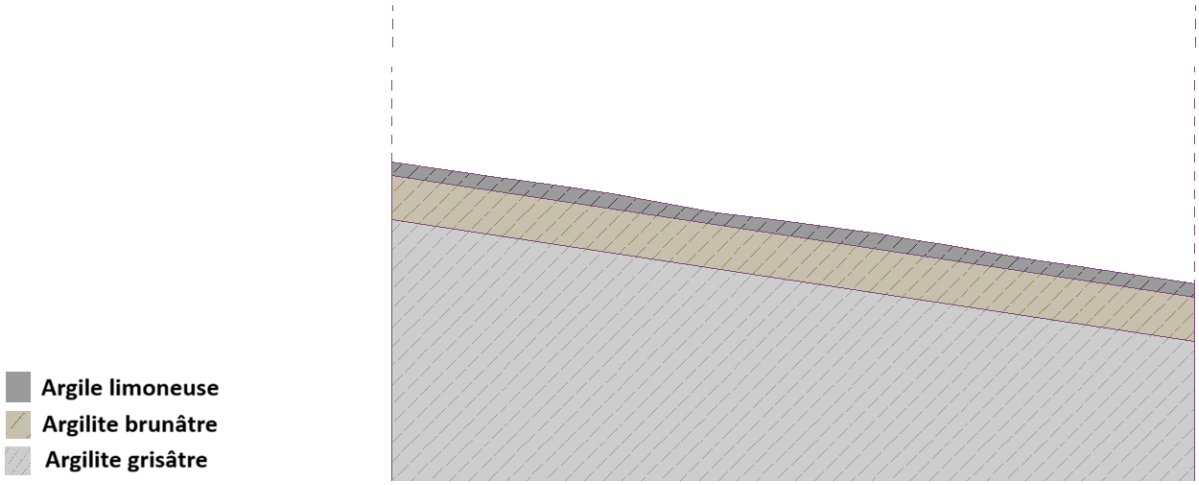


Figure 4.2 : La coupe transversale du déblai 26 et sa lithologie

Tableau 4.1 : Description lithologique du déblai n°26

Profondeur (m)	Lithologie
00.00 – 02.50	Argile limoneuse
02.50 – 11.00	Argilite brunâtre
11.00 – 25.00	Argilite grisâtre

4.2.2 Grand talus

4.2.2.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente générale de 2H:1V sur une hauteur totale de 30 mètres, avec des banquettes de 3 mètres de largeur aménagées tous les 6 mètres de dénivelé pour créer cinq niveaux de rupture de pente. Sur chaque banquette, des drains subhorizontaux sont implantés avec un espacement de 2 mètres entraxe, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 9 m, afin d'abaisser la nappe phréatique et réduire les pressions interstitielles dans le massif. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux sur chaque banquette qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble des pentes est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.2.2.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

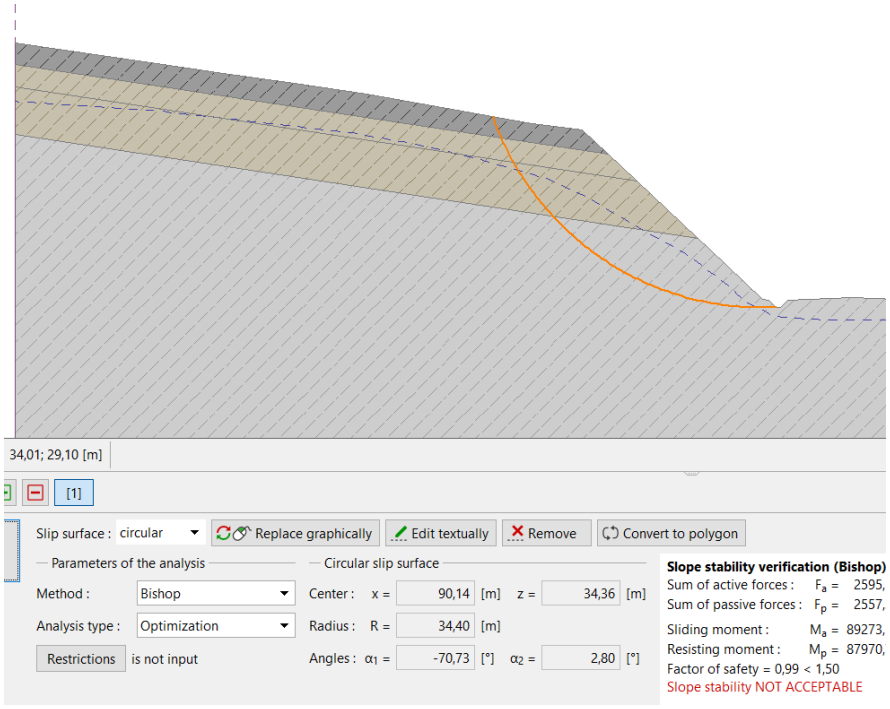


Figure 4.3 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1

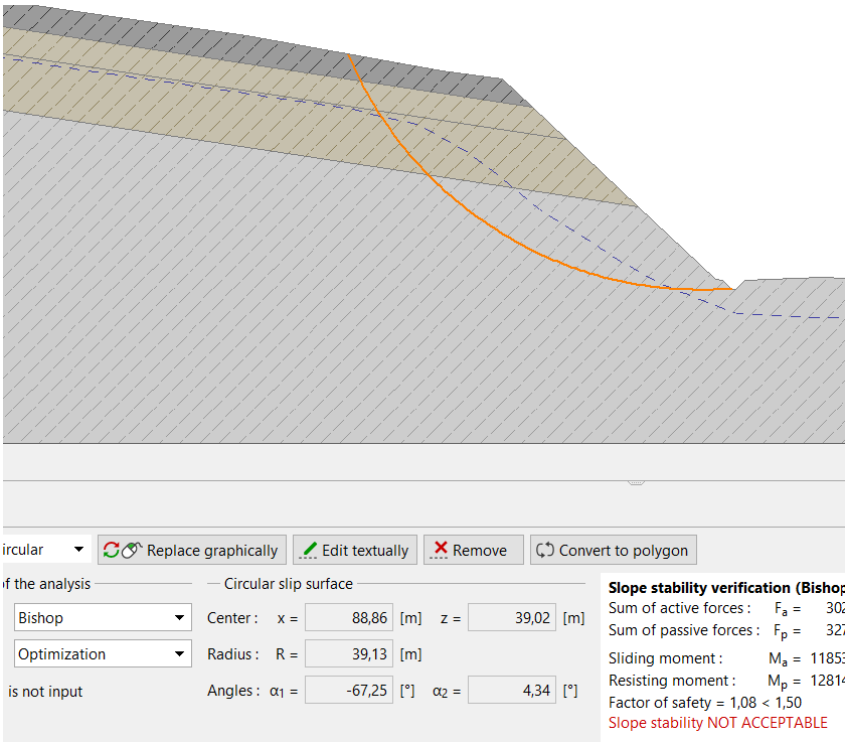


Figure 4.4 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,08, soit une augmentation de 8 %

Interprétation :

Le rabattement de la nappe phréatique a permis d'améliorer la stabilité du talus en augmentant le coefficient de sécurité de 8 % (passage de Fs = 1,00 à Fs = 1,08). Ceci s'explique par la réduction des pressions interstitielles et l'augmentation conséquente des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement du sol.

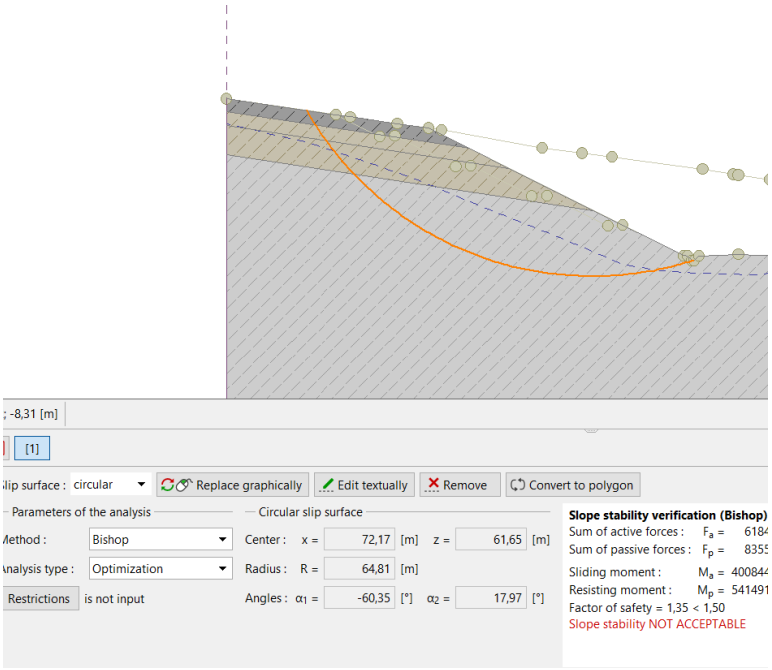


Figure 4.5 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,35, soit une augmentation de 27 % par rapport au cas précédent

Interprétation :

La réduction de pente à 2H:1V a significativement amélioré la stabilité en portant le coefficient de sécurité à Fs = 1,35, correspondant à une augmentation de 27 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,08). Cette amélioration s'explique par la diminution des forces motrices induite par l'adoucissement de la géométrie de la pente.

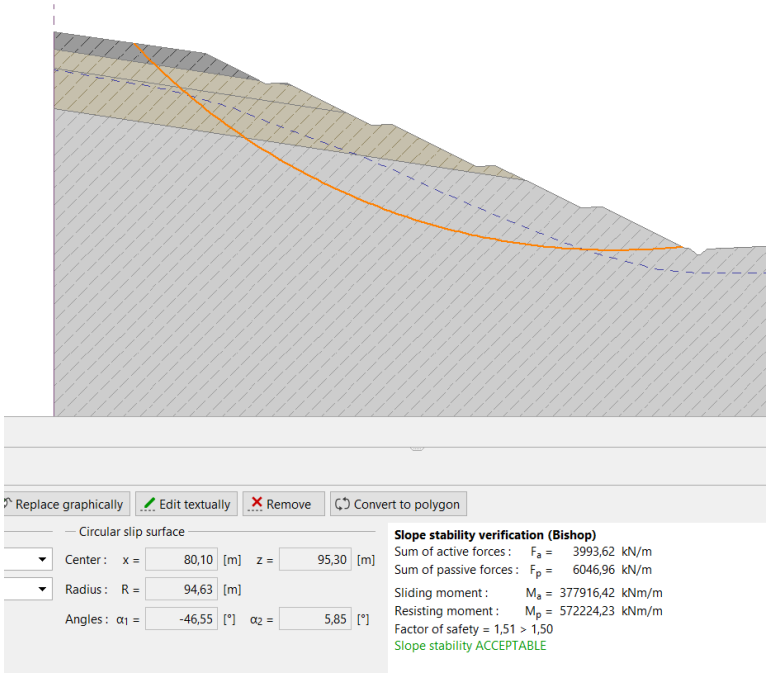


Figure 4.6 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,51, soit une augmentation de 16 % par rapport au cas précédent.

Interprétation :

L'ajout de banquettes de 3 m de largeur, espacées verticalement de 6 m, porte le coefficient de sécurité à Fs = 1,51, soit une augmentation relative de 16 % par rapport au dernier cas. Cette amélioration résulte de la subdivision du talus en plusieurs gradins, ce qui diminue les forces motrices globales. Au total, on obtient un gain de sécurité de 51 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme.

- **Vérification de la solution dans le cas sismique :**

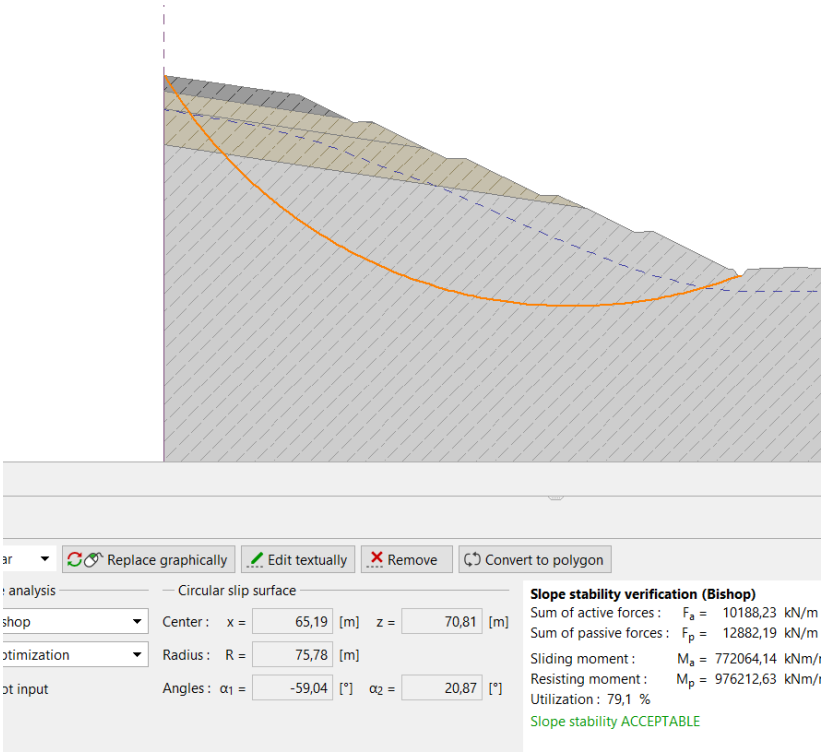


Figure 4.7 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 79,1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,26

Interprétation :

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 79,1 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,26. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.2.3 Petit talus

4.2.3.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente de 2H:1V sur une hauteur totale de 10 mètres sans banquette. Des drains subhorizontaux sont implantés avec un entraxe de 2 mètres, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 6 m. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble de la pente est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.2.3.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

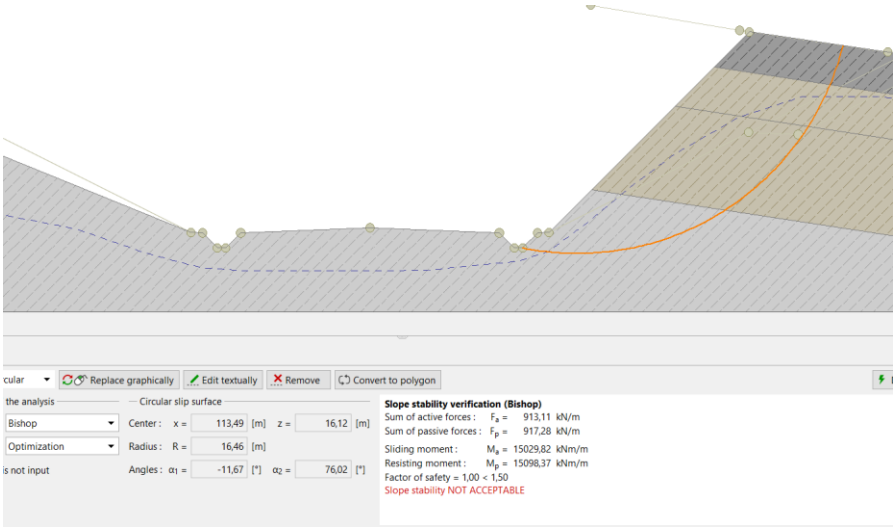


Figure 4.8 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =1

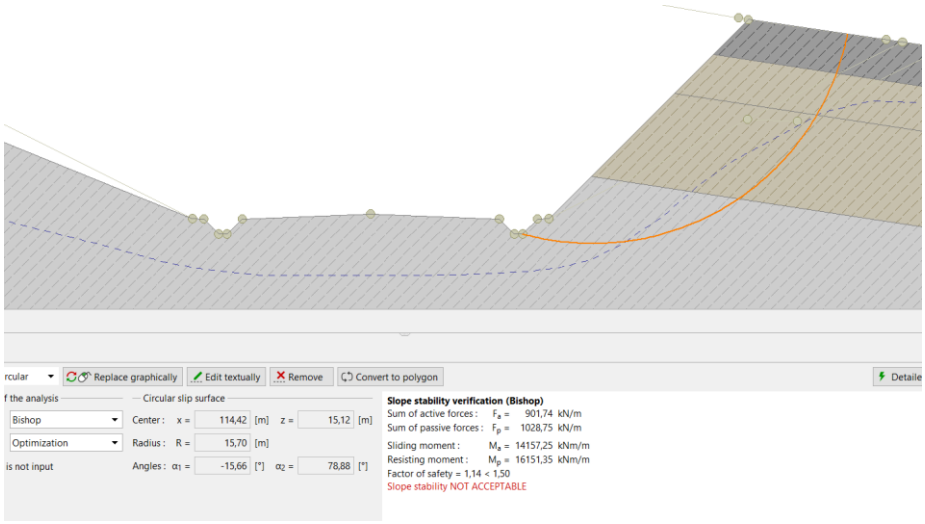


Figure 4.9 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,14, soit une augmentation de 14 %

Interprétation :

Le rabattement de la nappe phréatique a permis d'améliorer la stabilité du talus en augmentant le coefficient de sécurité de 14 % (passage de Fs = 1,00 à Fs = 1,14). Ceci s'explique par la réduction des pressions interstitielles et l'augmentation conséquente des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement du sol.

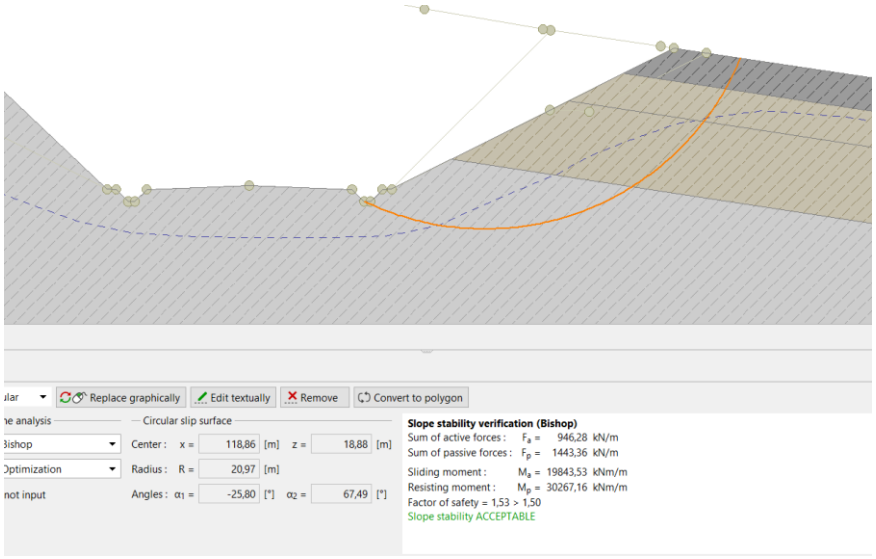


Figure 4.10 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,53, soit une augmentation de 39 % par rapport au cas précédent

Interprétation :

La réduction de la pente à 2H:1V a significativement amélioré la stabilité en portant le coefficient de sécurité à Fs = 1,53, soit une augmentation relative de 39 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,14). Cette amélioration s'explique par la diminution des forces motrices induite par l'adoucissement de la géométrie du talus. Au total, on obtient un gain de sécurité de 53 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

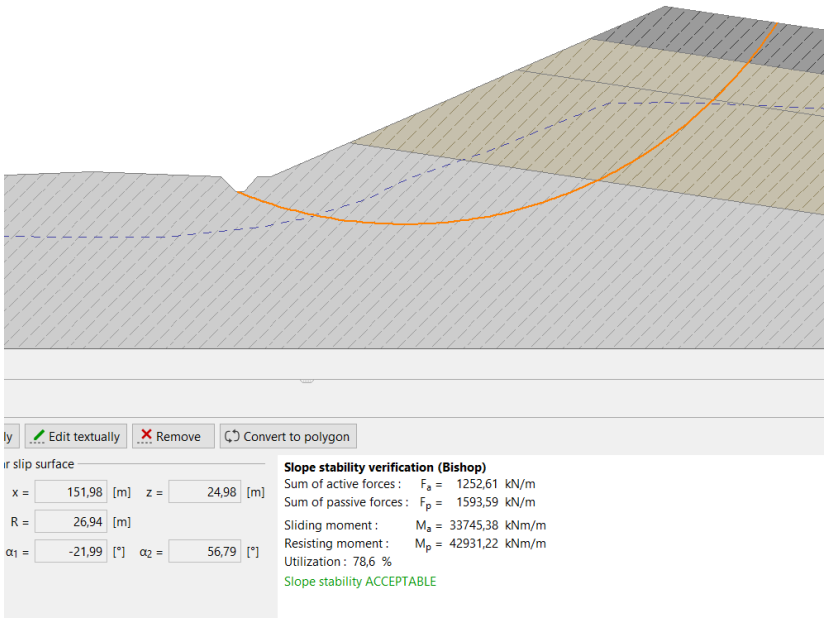


Figure 4.11 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 78.6 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,27

Interprétation :

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 78,6 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,27. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.3 Déblai n°27

Le déblai n°27 présente deux talus distincts : un talus de 80 m de hauteur d'un côté et un talus de 8 m de hauteur de l'autre côté.

4.3.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique

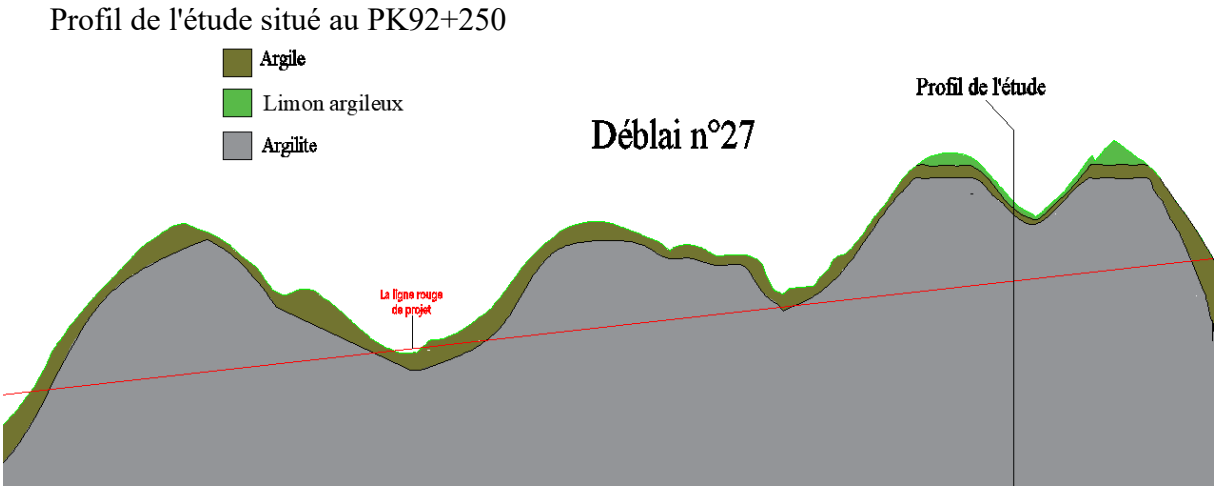


Figure 4.12 : Profil de l'étude du déblai n°27

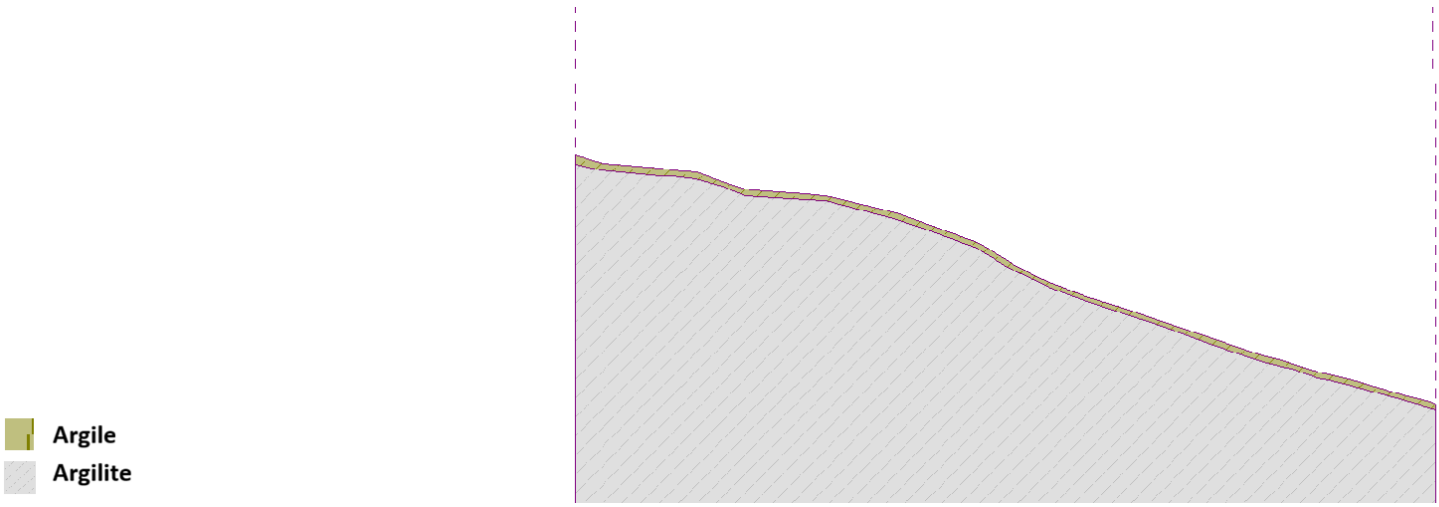


Figure 4.13 : La coupe transversale du déblai 27 et sa lithologie

Tableau 4.2 : Description lithologique du déblai n°27

Profondeur (m)	Lithologie
00.00 – 03.00	Argile limoneuse
03.00 – 30.00	Argilite

4.3.2 Grand talus

4.3.2.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente générale de 3H:1V sur une hauteur totale de 80 mètres, avec des banquettes de 3 mètres de largeur aménagées tous les 6 mètres de dénivelé. Sur chaque banquette, des drains subhorizontaux sont implantés avec un espacement de 2 mètres entraxe, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 15 m, afin d'abaisser la nappe phréatique et réduire les pressions interstitielles dans le massif. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux sur chaque banquette qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble des pentes est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.3.2.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

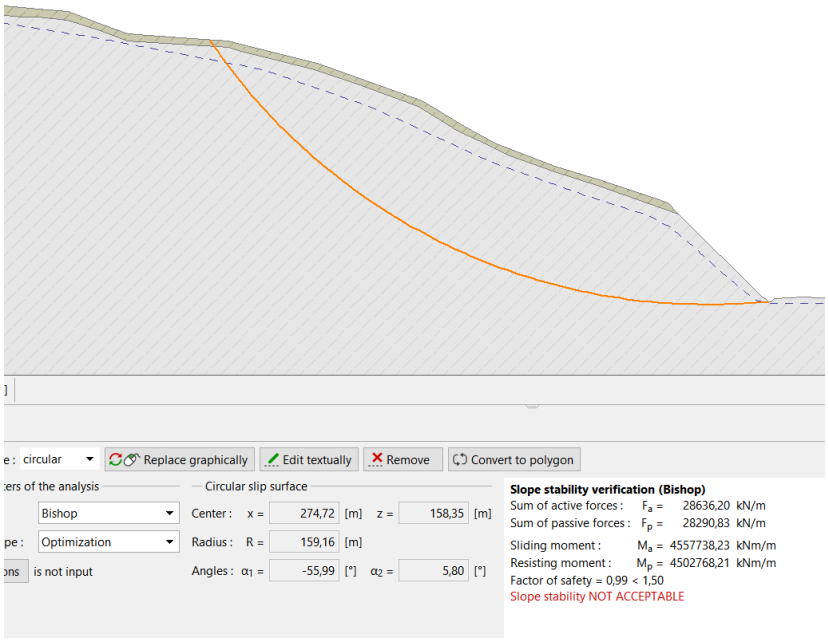


Figure 4.14 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1



Figure 4.15 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,08, soit une augmentation de 8 %

Interprétation :

Le rabattement de la nappe phréatique a permis d'améliorer la stabilité du talus en augmentant le coefficient de sécurité de 8 % (passage de Fs = 1,00 à Fs = 1,08). Ceci s'explique par la réduction des pressions interstitielles et l'augmentation conséquente des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement du sol.

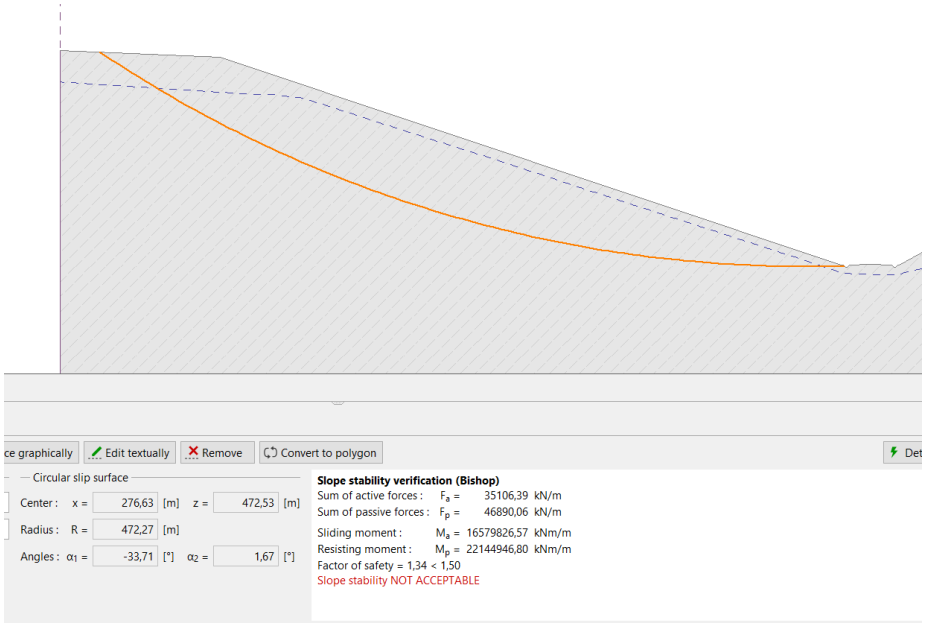


Figure 4.16 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 3H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,34, soit une augmentation de 26 % par rapport au cas précédent

Interprétation :

La réduction de pente à 3H:1V a significativement amélioré la stabilité en portant le coefficient de sécurité à Fs = 1,34, correspondant à une augmentation de 26 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,08). Cette amélioration s'explique par la diminution des forces motrices induite par l'adoucissement de la géométrie de la pente.

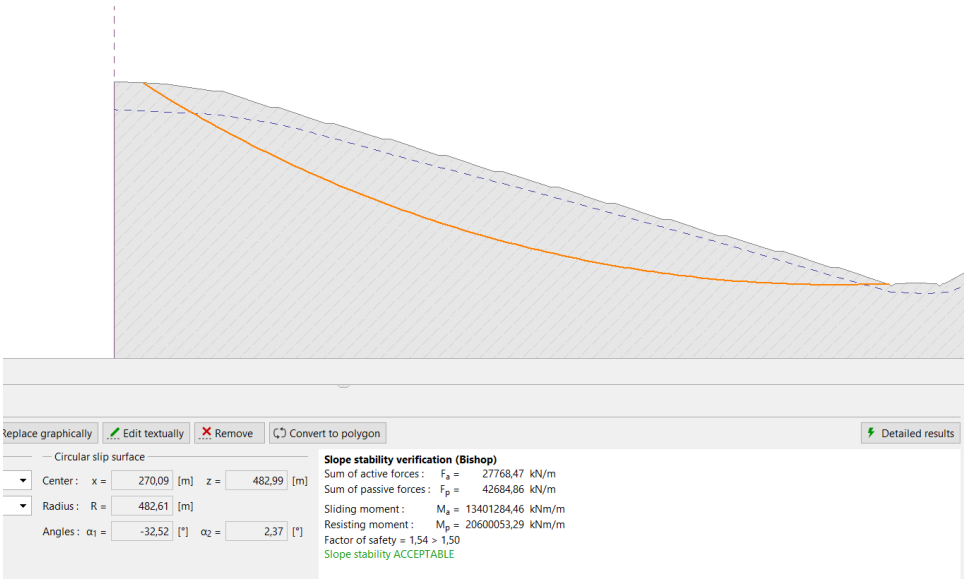


Figure 4.17 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,54, soit une augmentation de 20 % par rapport au cas précédent.

Interprétation :

L'ajout de banquettes de 3 m de largeur, espacées verticalement de 6 m, porte le coefficient de sécurité à Fs = 1,54, soit une augmentation relative de 20 % par rapport au dernier cas. Cette amélioration résulte de la subdivision du talus en plusieurs gradins, ce qui diminue les forces motrices globales. Au total, on obtient un gain de sécurité de 54 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme.

- **Vérification de la solution dans le cas sismique :**

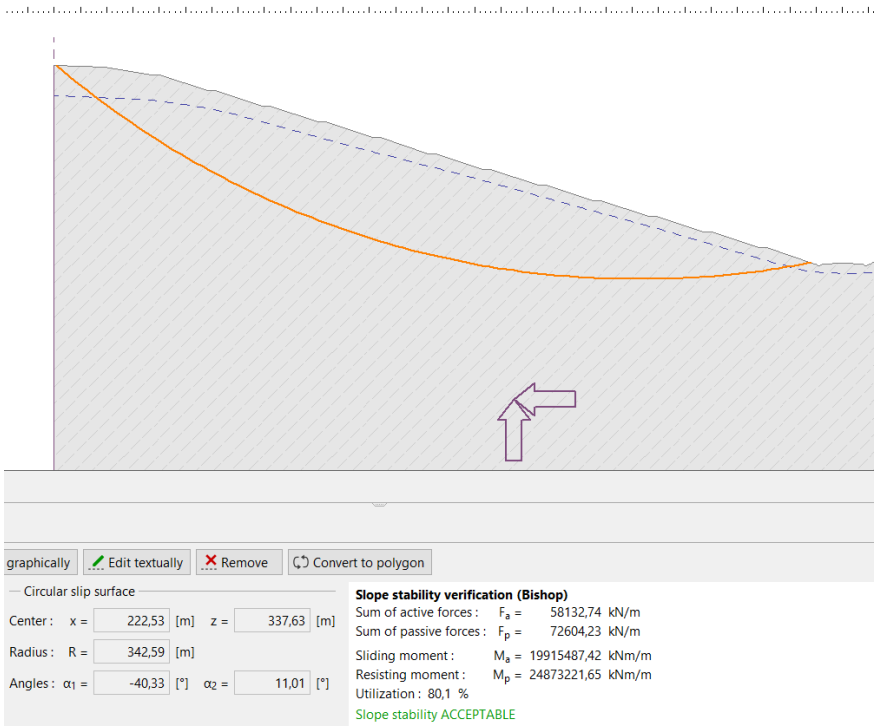


Figure 4.18 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 80,1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,24

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 80,1 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,24. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.3.3 Petit talus

4.3.3.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente de 2H:1V sur une hauteur totale de 8 mètres sans banquette. Des drains subhorizontaux sont implantés avec un entraxe de 2 mètres, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 6 m. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble de la pente est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.3.3.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

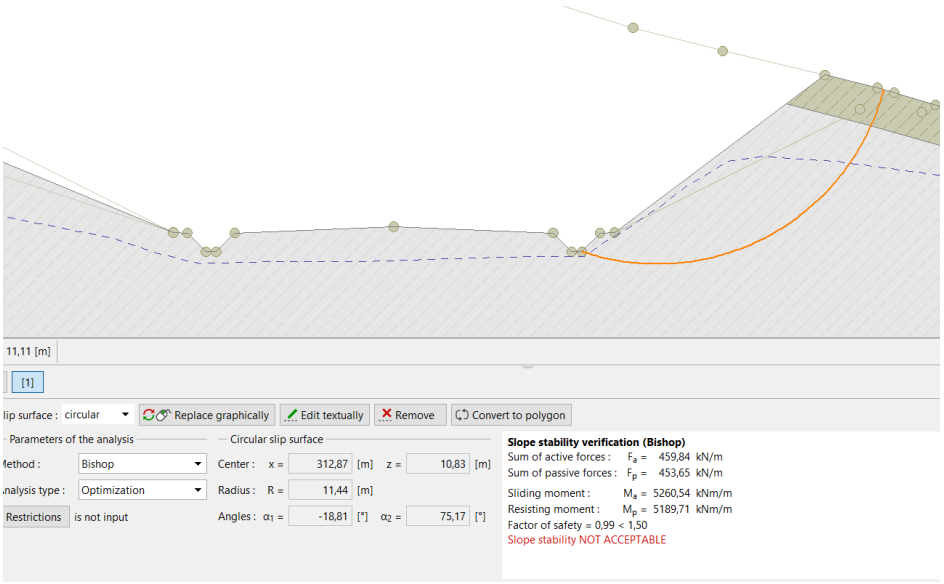


Figure 4.19 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs =0.99 ≃ 1

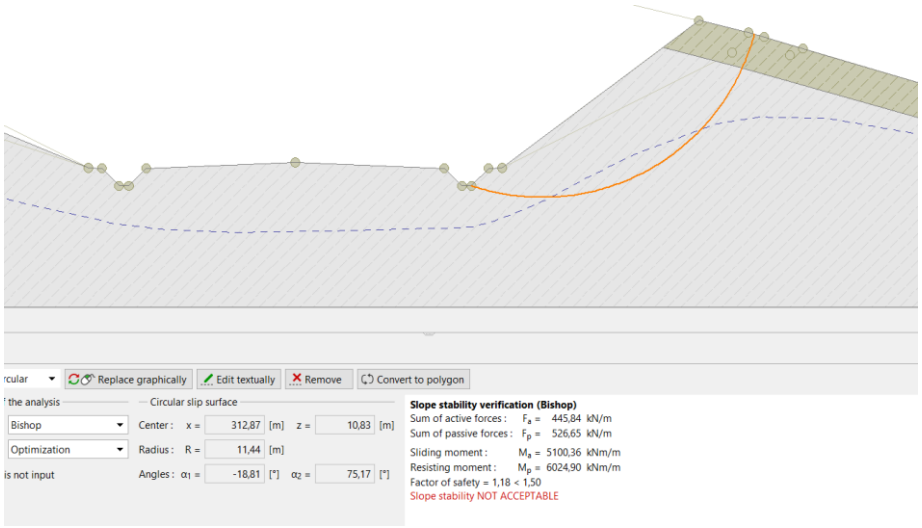


Figure 4.20 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,18, soit une augmentation de 18 %

Interprétation

Le rabattement de la nappe phréatique a permis d'améliorer la stabilité du talus en augmentant le coefficient de sécurité de 18 % (passage de Fs = 1,00 à Fs = 1,18). Ceci s'explique par la réduction des pressions interstitielles et l'augmentation conséquente des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement du sol.

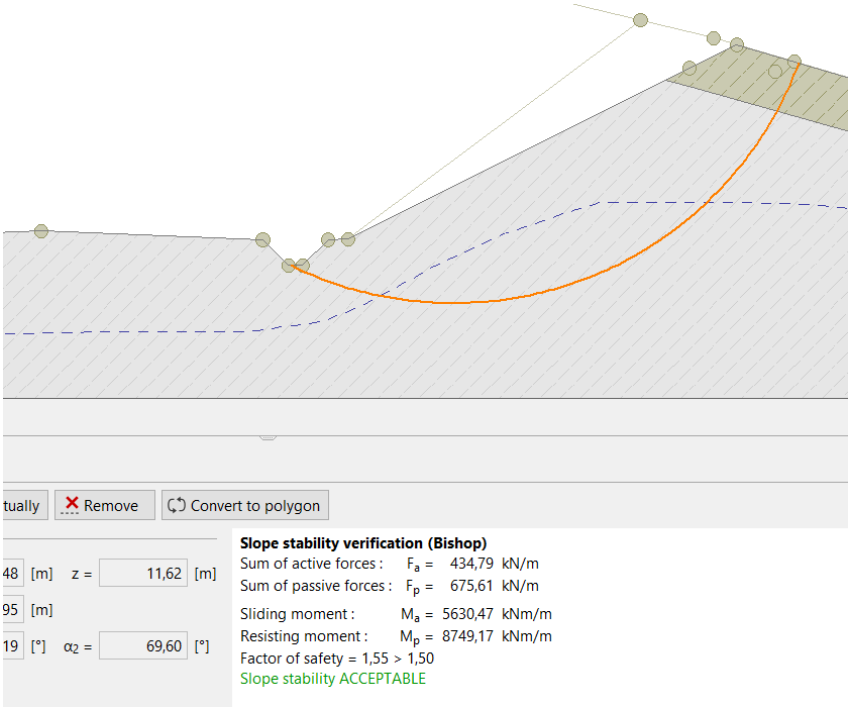


Figure 4.21 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,55, soit une augmentation de 37 % par rapport au cas précédent

Interprétation

La réduction de la pente à 2H:1V a significativement amélioré la stabilité en portant le coefficient de sécurité à Fs = 1,55, soit une augmentation relative de 37 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,18). Cette amélioration s'explique par la diminution des forces motrices induite par l'adoucissement de la géométrie du talus. Au total, on obtient un gain de sécurité de 55 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

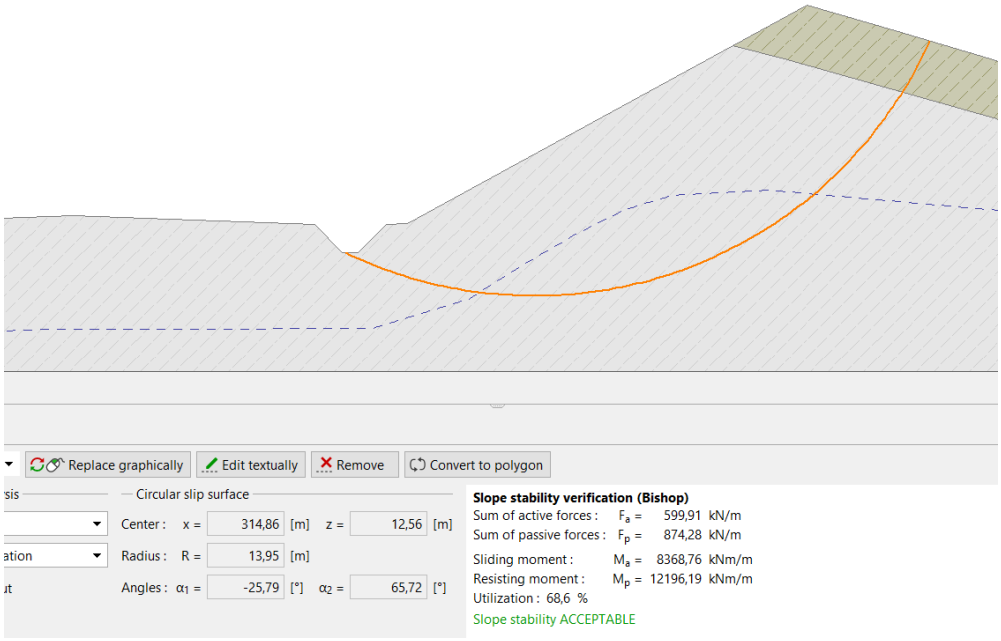


Figure 4.22 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 68.6 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,45

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 68,6 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,45. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.4 Déblai n°28

Le déblai n°28 présente deux talus distincts : un talus de 40 m de hauteur d'un côté et un talus de 26 m de hauteur de l'autre côté.

4.4.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique

Profil de l'étude situé au PK93+375

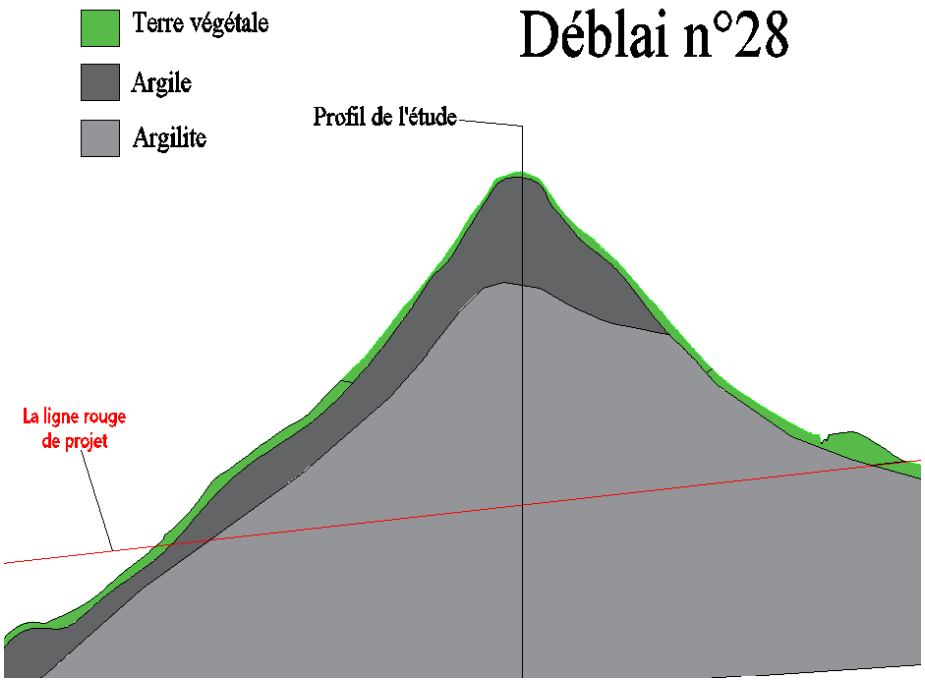


Figure 4.23 : Profil de l'étude du déblai n°28

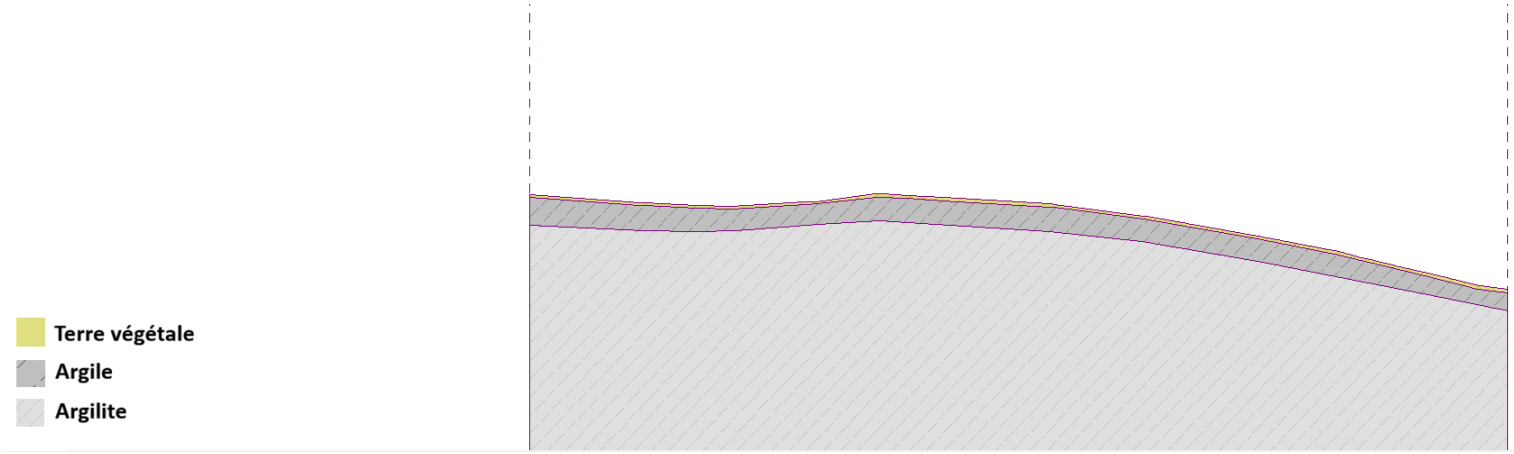


Figure 4.24 : La coupe transversale du déblai 28 et sa lithologie

Tableau 4.3 : Description lithologique du déblai 28

Profondeur (m)	Lithologie
00.00 – 00.50	Terre végétale
00.50 – 07.50	Argile limoneuse
07.50 – 30.00	Argilite grisâtre

4.4.2 Grand talus

4.4.2.1 Description de la solution technique

Une pente de 2H:1V sur une hauteur totale de 40 m, subdivisée tous les 6 m par des banquettes horizontales de 2 m de largeur. Le parement est protégé par un matelas Reno de 30 cm d'épaisseur, assurant une protection contre l'érosion tout en restant drainant. Chaque banquette est équipée d'un caniveau superficiel qui capte les eaux ruisselant sur le talus et les redirige vers des descentes latérales jusqu'au pied de l'ouvrage, où un caniveau principal recueille l'ensemble des eaux. Enfin, une tranchée drainante, positionnée au pied du talus sous le caniveau, permet d'évacuer les eaux souterraines, garantissant la stabilité à long terme de l'ensemble.

4.4.2.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

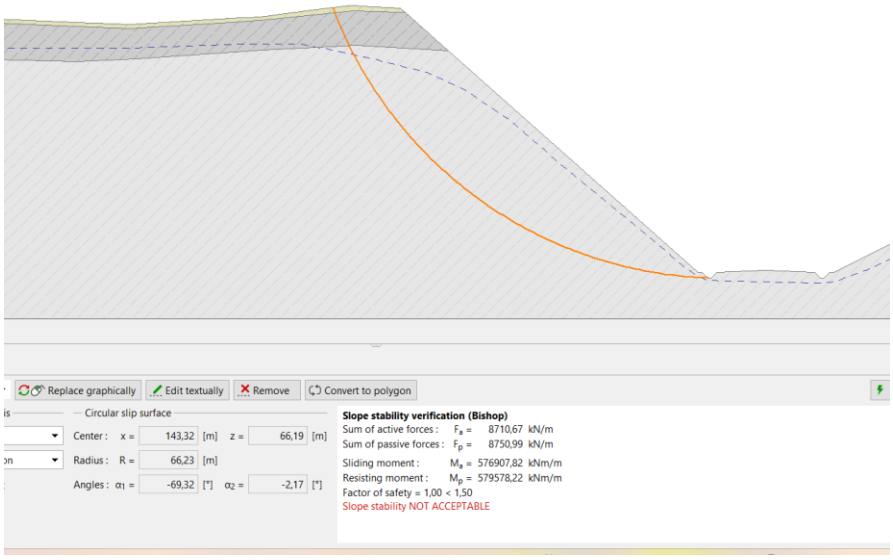


Figure 4.25 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs = 1

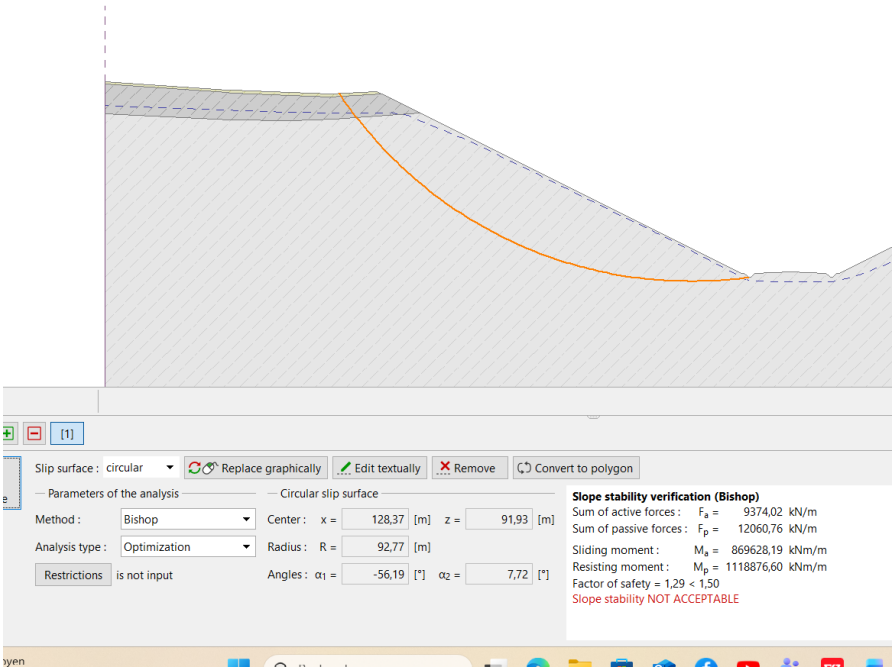


Figure 4.26 : Analyse de la stabilité après la réduction de pente vers 2H:1V : le coefficient de sécurité est égal à 1,29, soit une augmentation de 29 % par rapport au cas précédent

Interprétation

La réduction de pente à 2H:1V a significativement amélioré la stabilité en portant le coefficient de sécurité à Fs = 1,29, correspondant à une augmentation de 29 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,00). Cette amélioration s'explique par la diminution des forces motrices induite par l'adoucissement de la géométrie de la pente.

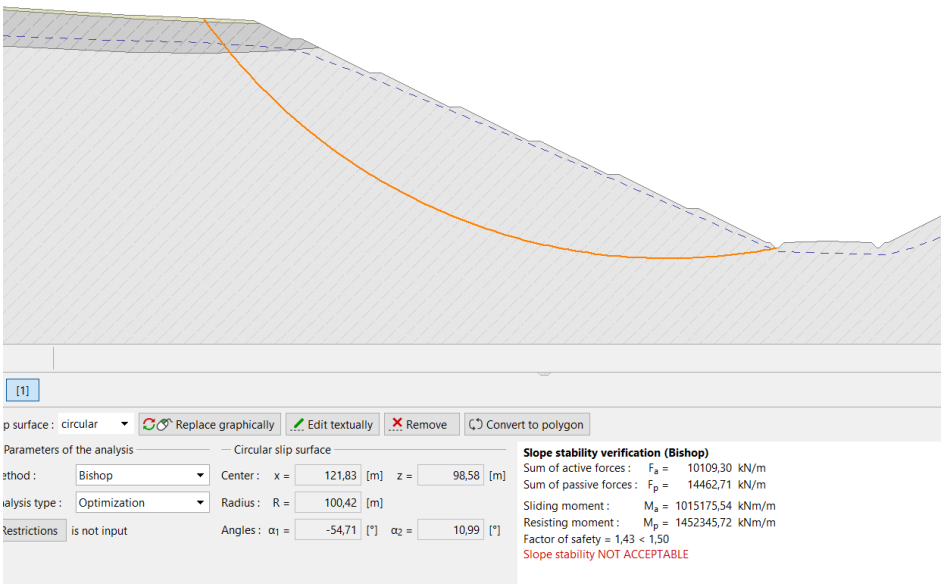


Figure 4.27 : Analyse de la stabilité après l'ajout de banquettes de 2 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,43, soit une augmentation de 14 % par rapport au cas précédent.

Interprétation

L'ajout de banquettes de 2 m de largeur, espacées verticalement de 6 m, porte le coefficient de sécurité à Fs = 1,43, soit une augmentation relative de 14 % par rapport au dernier cas. Cette amélioration résulte de la subdivision du talus en plusieurs gradins, ce qui diminue les forces motrices globales.

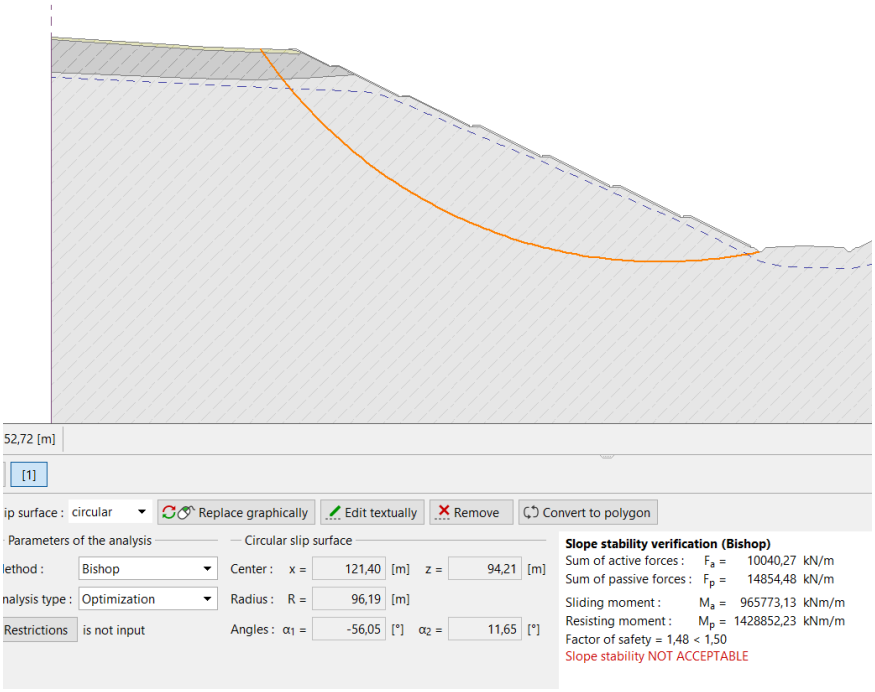


Figure 4.28 : Analyse de la stabilité après l'ajout d'un parement en matelas Reno : le coefficient de sécurité est égal à 1,48, soit une augmentation de 5 % par rapport au cas précédent.

Interprétation

L'augmentation de 5 % du coefficient de sécurité, qui passe ainsi à 1,48, améliore légèrement la stabilité globale du massif protégé. Toutefois, son rôle principal demeure la protection du talus contre l'érosion hydraulique. Au total, on obtient un gain de 48 % du coefficient de sécurité par rapport à la situation initiale, ce qui constitue une avancée favorable pour la stabilité à long terme de l'ouvrage.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

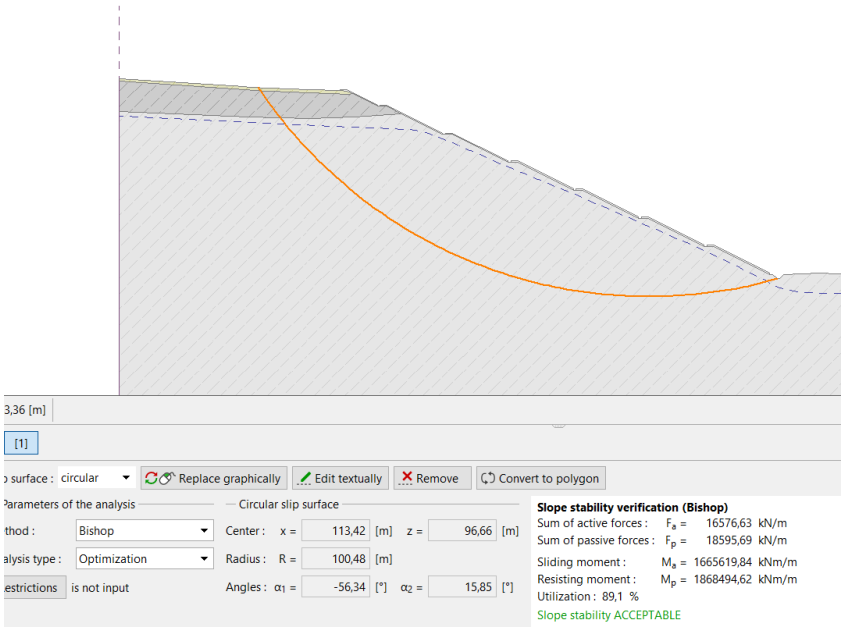


Figure 4.29 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 89.1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,12

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 89,1 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,12. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

Remarque – Grand talus du déblai 28 :

La végétalisation, retenue comme technique de protection pour les déblais 26 et 27, était également envisageable pour le talus du déblai 28. Toutefois, nous avons choisi délibérément le matelas Reno afin d'illustrer une autre technique de protection, sans écart de coût significatif. Ce choix démontre que, pour des conditions similaires, plusieurs solutions de protection peuvent être pertinentes.

4.4.3 Petit talus

4.4.3.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente générale de 3H:2V sur une hauteur totale de 26 mètres, avec des banquettes de 2 mètres de largeur aménagées tous les 6 mètres de dénivelé. Sur chaque banquette, des drains subhorizontaux sont implantés avec un espacement de 2 mètres entraxe, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 8 m, afin d'abaisser la nappe phréatique et réduire les pressions interstitielles dans le massif. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux sur chaque banquette qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble des pentes est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.4.3.2 Vérification de la stabilité globale de la solution technique

• Cas permanent :

En suivant les mêmes étapes, nous trouvons

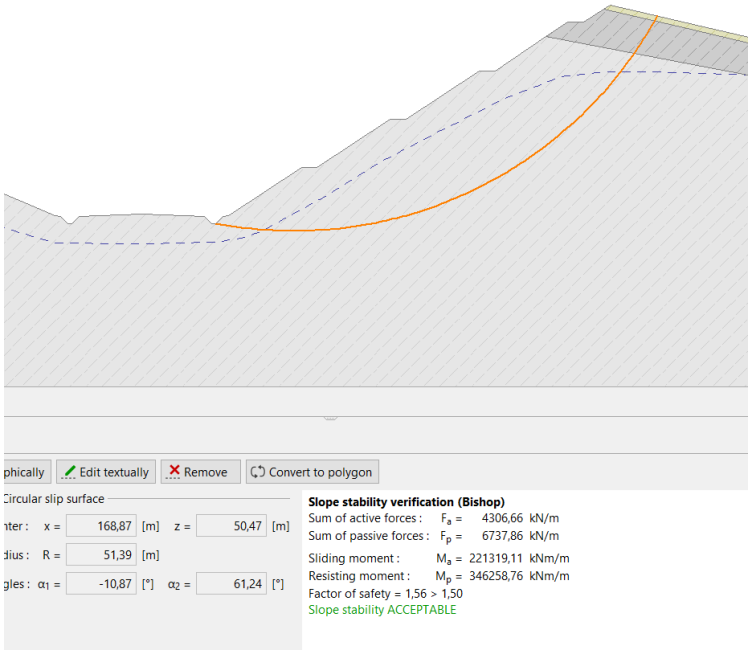


Figure 4.30 : Analyse de la stabilité pour une pente de 3H:2V avec des banquettes de 2 m tous les 6 m : le coefficient de sécurité est égal à 1,56.

Interprétation

L'analyse de la stabilité donne un facteur de sécurité Fs = 1,56, ce qui représente un gain global de 56 % par rapport au talus initial.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

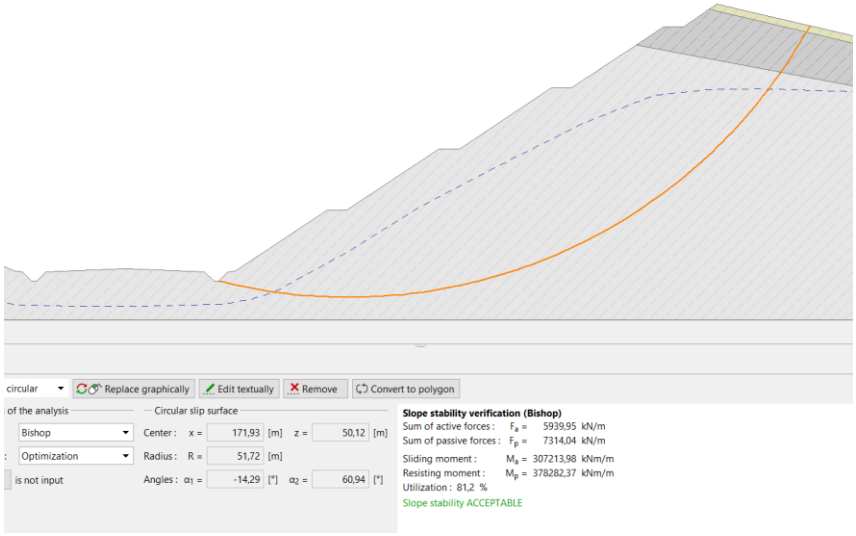


Figure 4.31 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 81.2 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,23

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 81,2 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,23. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.5 Déblai n°29

Le déblai n°29 présente deux talus distincts : un talus de 33 m de hauteur d'un côté et un talus de 18 m de hauteur de l'autre côté.

4.5.1 Profil de l'étude et sa nature lithologique

Profil de l'étude situé au PK94+424

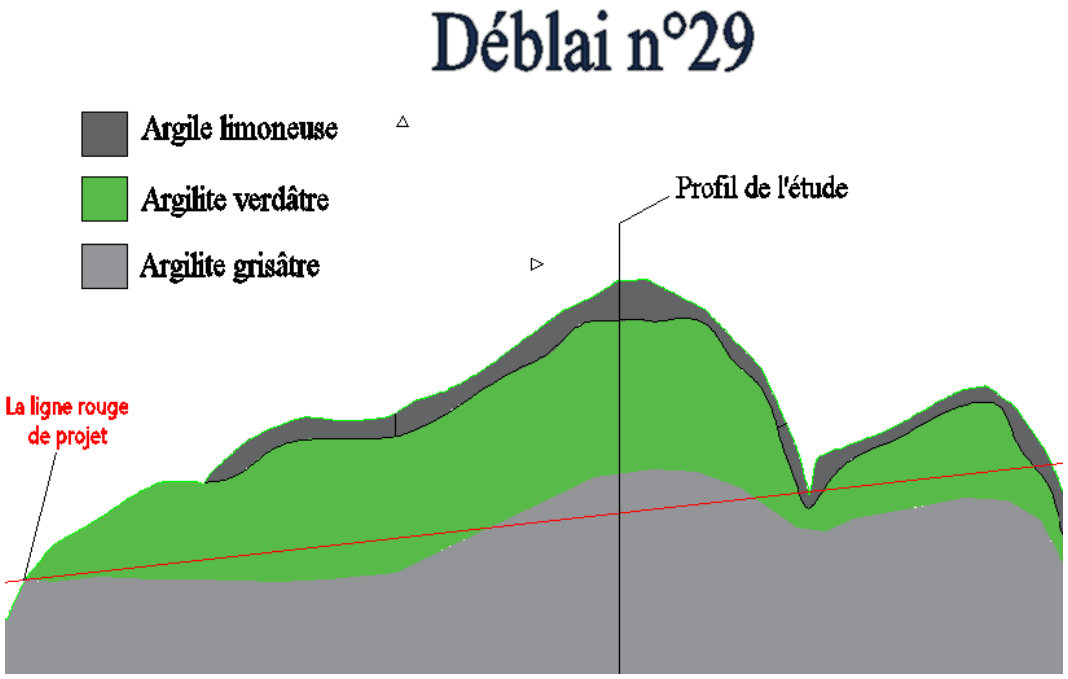


Figure 4.32 : Profil de l'étude du déblai n°29

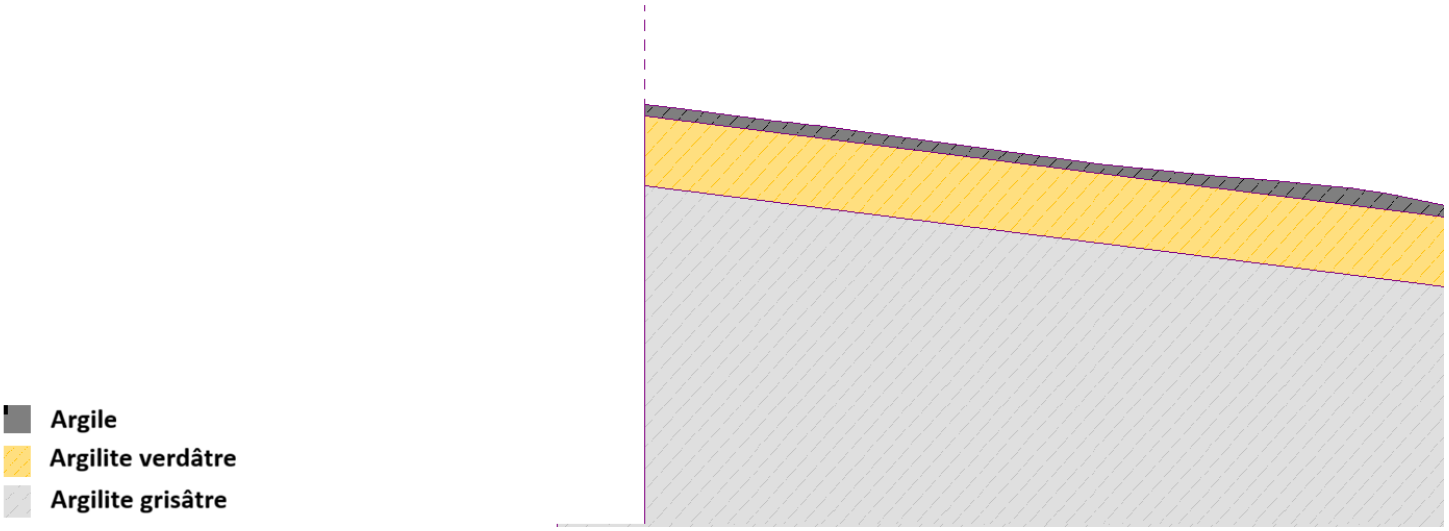


Figure 4.33 : La coupe transversale du déblai 29 et sa lithologie

Tableau 4.4 : Description lithologique du déblai 29

Profondeur (m)	Description lithologique
00.00 – 02.20	Argile limoneuse
02.20 – 16.00	Argilite verdâtre
16.00 – 30.00	Argilite grisâtre

4.5.2 Grand talus

4.5.2.1 Les variantes proposées

- Variante 1 : Une pente de 2H:1V avec des banquettes de 3 m, associées à un drainage profond et superficiel.
- Variante 2 : Une pente de 1H:2V avec des banquettes de 2 m de largeur, associée à une paroi clouée et complétée par un drainage profond et superficiel.

4.5.2.2 Description de la solution 1 :

Le talus présente une pente générale de 2H:1V sur une hauteur totale de 33 mètres, avec des banquettes de 3 mètres de largeur aménagées tous les 6 mètres de dénivelé. Sur chaque banquette, des drains subhorizontaux sont implantés avec un espacement de 2 mètres entraxe, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 9 m, afin d'abaisser la nappe phréatique et réduire les pressions interstitielles dans le massif. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux sur chaque banquette qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble des pentes est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.5.2.3 Vérification de la stabilité globale de la solution 1 :

• Cas permanent :

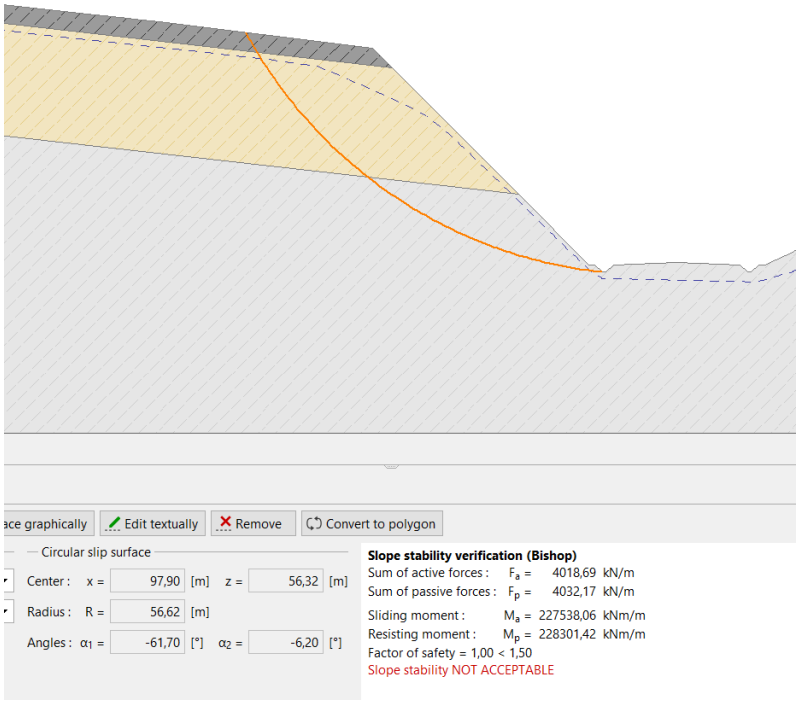


Figure 4.34 : La pente de départ de l'étude 1H:1V(45°) a la présence de nappe avec une Fs = 1

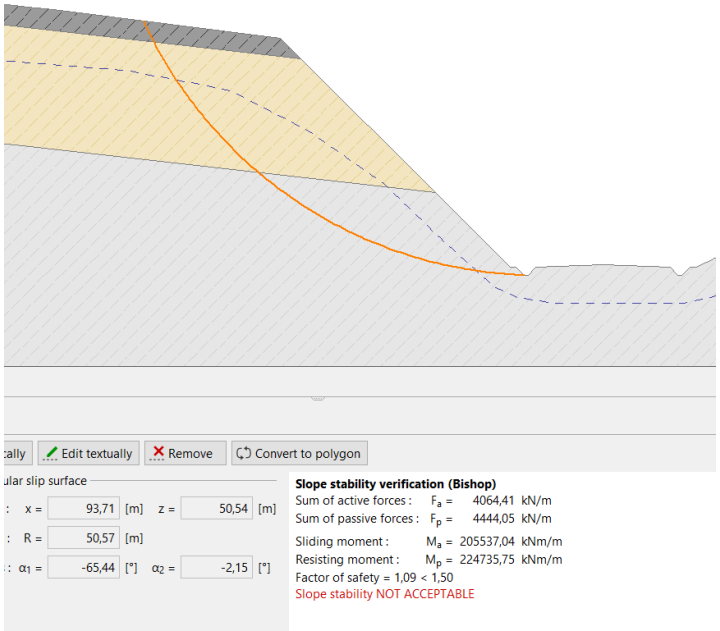


Figure 4.35 : Analyse de la stabilité après rabattement de nappe avec la même pente : le coefficient de sécurité passe à 1,09, soit une augmentation de 9 %

Interprétation

Le rabattement de la nappe phréatique a permis d'améliorer la stabilité du talus en augmentant le coefficient de sécurité de 9 % (passage de Fs = 1,00 à Fs = 1,09). Ceci s'explique par la réduction des pressions interstitielles et l'augmentation conséquente des contraintes effectives et de la résistance au cisaillement du sol.

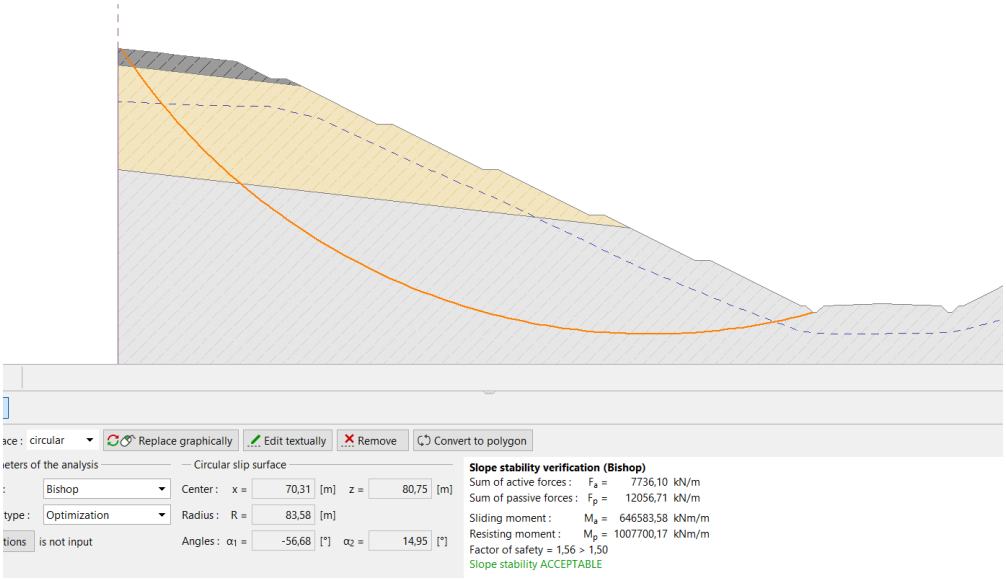


Figure 4.36 : Analyse de la stabilité après réduction de pente à 2H:1V et addition des banquettes de 3 m tous les 6 m de hauteur : le coefficient de sécurité est égal à 1,56, soit une augmentation de 47 % par rapport au cas précédent

Interprétation

Après réduction de la pente à 2H:1V et aménagement de banquettes de 3 m de largeur, espacées verticalement de 6 m sur le talus de 33 m de hauteur, l'analyse de la stabilité donne un coefficient de sécurité Fs = 1,56, soit une augmentation relative de 47 % par rapport au cas précédent. Cette amélioration significative résulte d'abord de l'adoucissement de la pente, qui diminue les contraintes tangentielles motrices le long du talus, puis du découpage en plusieurs gradins induit par les banquettes. Au total, on obtient un gain de sécurité de 56 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

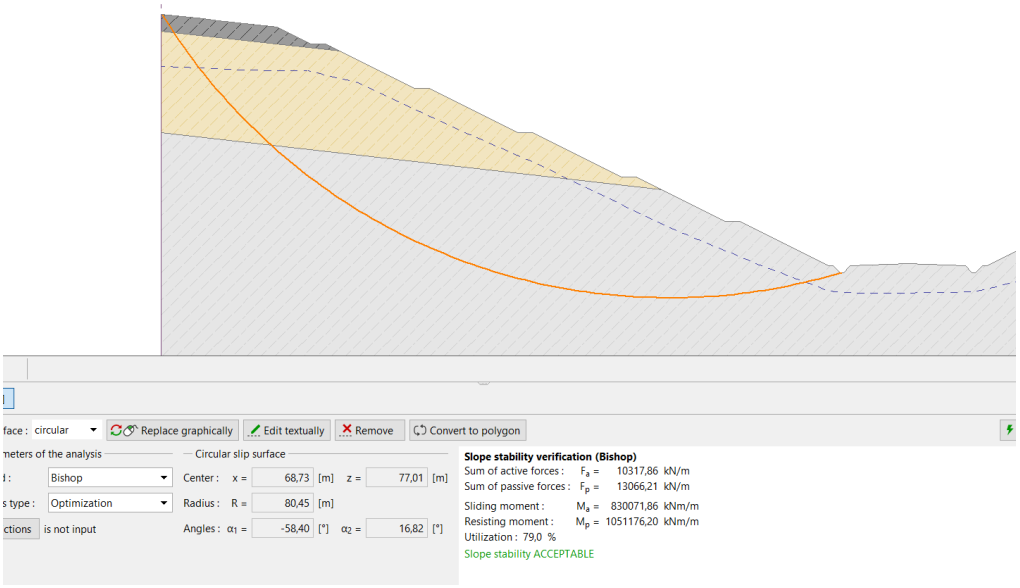


Figure 4.37 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 79 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,27

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 79 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,27. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.5.2.4 Description de la solution 2 :

La solution de stabilisation consiste en un talus en déblai à pente de 1H:2V, aménagé avec des banquettes de 2 m de largeur espacées tous les 6 m de hauteur, associé à une paroi clouée dimensionnée avec des clous d'une longueur de 8 m à 15 m disposés selon un espacement horizontal de 1,5 m et vertical de 2 m, et un revêtement de parement en béton projeté de 20 cm d'épaisseur ; des barbacanes de 5 m de longueur sont prévues pour réduire les pressions interstitielles, ainsi que des tranchées drainantes au pied du talus, complétées par un drainage superficiel assuré par des caniveaux, garantissant ainsi la stabilité globale de l'ouvrage.

4.5.2.5 Vérification de la stabilité globale de la solution 2 :

• Cas permanent :

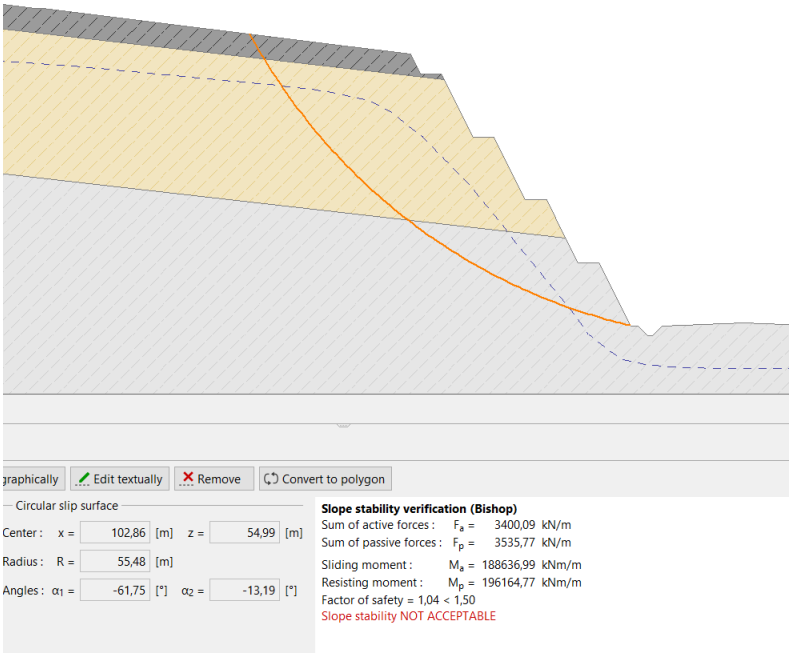


Figure 4.38 : Analyse de la stabilité pour une pente de 1H:2V avec des banquettes de 2 m tous les 6 m de hauteur et un drainage : le coefficient de sécurité est égal à 1,04.

Interprétation

Pour une pente raide à 1H:2V, l'aménagement de banquettes de 2 m de largeur espacées verticalement de 6 m, associé à un système de drainage, donne un coefficient de sécurité Fs = 1,04, soit un gain de sécurité de 4 %.

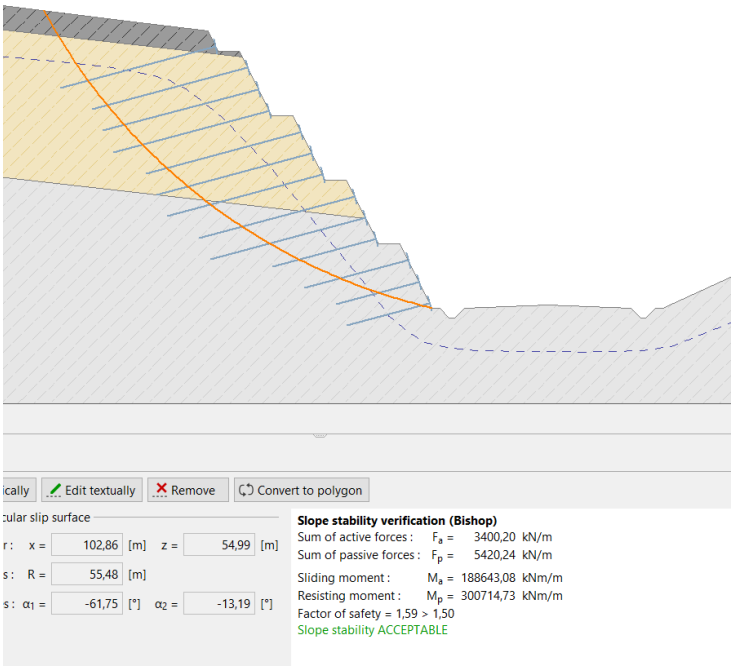


Figure 4.39 : Analyse de la stabilité après l'addition des parois clouées : le coefficient de sécurité est égal à 1,59, soit une augmentation de 55 % par rapport au cas précédent (Fs = 1,04).

Interprétation

L'analyse de la stabilité après mise en place des parois clouées fait ressortir un coefficient de sécurité Fs = 1,59, soit une augmentation relative de 55 % par rapport au cas précédent. Au total, on obtient une marge de sécurité de 59 % par rapport au talus initial (Fs = 1,00), ce qui représente une marge de stabilité satisfaisante pour le long terme et démontre l'efficacité du renforcement mécanique par clouage.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

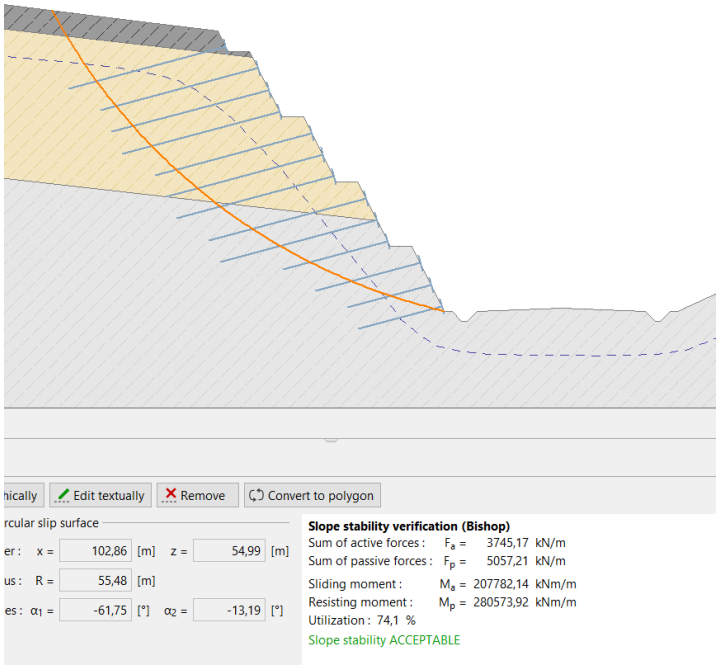


Figure 4.40 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 74.1 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,35

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 74.1 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,35. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.5.2.6 Détails sur la paroi clouée

4.5.2.6.1 Définition et Principe de Fonctionnement

Une paroi clouée est un ouvrage de soutènement réalisé en renforçant un sol ou un massif rocheux, par incorporation de barres rigides appelées clous, peu inclinées sur l'horizontale (5° à 20°), généralement placées parallèlement les unes aux autres.

Le principe repose sur les interactions sol-clou :

- Le frottement latéral sol-clou est mobilisé par de très faibles déplacements relatifs (quelques millimètres)
- Les extensions horizontales du sol, dues aux déchargements latéraux, mettent les clous en traction
- Chaque clou sépare le massif en deux zones :
    - Zone active (dans la partie instable) : contraintes de frottement dirigées vers l'extérieur
    - Zone résistante (dans la partie stable) : contraintes de frottement dirigées vers l'intérieur, s'opposant au déplacement

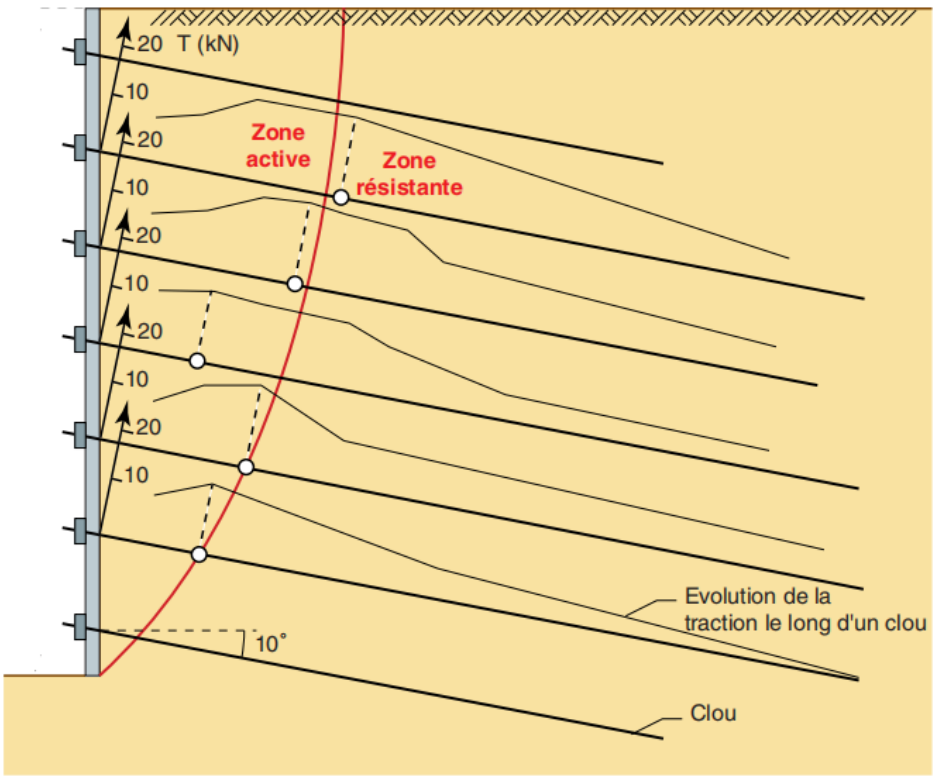


Figure 4.41 : Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91) [8]

4.5.2.6.2 Caractéristiques géométriques des Clous

- **Inclinaison :** 5° à 20° par rapport à l'horizontale
- **Longueur :** Variable selon la hauteur et les caractéristiques du terrain
- **Espacement** :1 clou/2,5 à 6 m² (forés)
- **Diamètre des inclusions (clou + coulis) :** 90 à 150 mm

4.5.2.6.3 Caractéristiques du Parement

- **Matériau :** Béton projeté (le plus courant)
- **Épaisseur :** 10 cm à 30 cm (ou plus pour grandes hauteurs)
- **Ferraillage :** Treillis soudé (1 ou 2 nappes)
- **Réalisation :** Par passes descendantes, avec reprises de bétonnage
- **Finition :** Brut, lissé, ou béton coloré

4.5.2.6.4 Les types de béton projeté et leurs différences

PAROI CLOUÉE - BÉTON PROJETÉ

Différences Voie Sèche vs Voie Humide

	VOIE SÈCHE	VOIE HUMIDE
Mélange	Ciment + granulats À SEC	Béton prêt (centrale)
Transport	Pneumatique (sans eau)	Pompage hydraulique
Eau	Ajoutée à la SORTIE de la lance	Déjà dans le mélange
Contrôle E/C	Variable (opérateur)	Fixe (~0,4-0,5)
Rebond	~15%	~5%
Poussière	ÉLEVÉE	Faible
Débit	1,5 - 3,0 m³/h	2,2 - 3,0 m³/h
Air entraîné	Difficile	Facile
Nettoyage	Simple	Rigoureux
Coût équip.	Faible	Élevé

Figure 4.42 : Les types de béton projeté

4.5.2.6.5 Les dimensions préliminaires pour la paroi clouée

- Espacement horizontal =1.5m
- Espacement vertical=2m
- Longueur des clous : 8 m à 15 m
- L'épaisseur totale du parement est de 20 cm.
- Les clous sont inclinés à 15° par rapport à l'horizontale.
- Les clous sont réalisés avec des barres d'acier de diamètre 32 mm.

4.5.2.7 Évaluation approximative des coûts (y compris le petit talus) :

Solution 1

Tableau 4.5 : Évaluation approximative des couts de la solution 1

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Déblaiement	M^3	40882	500,00 DZD	20 441 000,00 DZD
Végétalisation	M^2	68000	450,00 DZD	30 600 000,00 DZD
Drains sub-horizontaux (y compris le forage)	Ml	33700	6000,00 DZD	202 200 000,00 DZD
Caniveaux	Ml	4443	4000,00 DZD	17 772 000,00 DZD
Tranchée drainante	Ml	1800	13000,00 DZD	23 400 000,00 DZD
Total Hors Taxe	294 413 000,00 DZD			
TVA	19%			
Totale TTC	350 351 470,00 DZD			

Solution 2

Tableau 4.6 : Évaluation approximative des couts de la solution 2

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Déblaiement	M^3	21000	500,00 DZD	10 500 000,00 DZD
Végétalisation (ep=30cm)	M^2	17570	450,00 DZD	7 906 500,00 DZD
Réalisation d'un parement en béton projeté d'épaisseur ep=20cm y compris le ferraillage	M^2	8000	30000,00 DZD	240 000 000,00 DZD
Les cloués comprennent le forage, le coulis de ciment et les accessoires.	Ml	30000	10000,00 DZD	300 000 000,00 DZD
Les drains sub-horizontaux et les barbacanes	Ml	20200	6000,00 DZD	121 200 000,00 DZD
Caniveaux	Ml	4100	4000,00 DZD	16 400 000,00 DZD
Tranchée drainante	Ml	1800	13000,00 DZD	23 400 000,00 DZD
Total Hors Taxe	719 406 500,00 DZD			
TVA	19%			
Totale TTC	856 093 735,00 DZD			

4.5.2.8 Analyse multicritère et choix de la solution :

Suite à nos observations précédentes, nous avons identifié deux options pour stabiliser le déblai. Il est désormais nécessaire de prendre une décision quant à la variante à adopter. Afin de mener ce choix de manière éclairée sur les plans technique et économique, nous avons réalisé une analyse multicritère spécifiquement adaptée à la stabilisation de ce déblai, en évaluant les critères de sécurité, de faisabilité, d'impact environnemental et de coût global.

Tableau 4.7 : Analyse multicritère

Solutions	Avantages	Inconvénients
1/ Une pente de 2H:1V avec des banquettes de 3 m	- La rapidité d'exécution car la construction se déroule simultanément avec les travaux de terrassement. - Une bonne adaptation au site. - Solution économique en l'absence de structure de confortement. - Excellente intégration paysagère et préservation de la biodiversité.	- La mise en œuvre de cette méthode nécessite une grande emprise au sol. - Nécessite un entretien régulier de la végétation.
2/ Une pente de 1H:2V avec des banquettes de 2 m de largeur, associée à une paroi clouée	- Cette méthode ne requiert pas d'importants travaux de terrassement grâce à la pente raide. - Gain de surface constructible et réduction de l'emprise foncière. -Très efficace par rapport à la première solution.	- Délai de réalisation important du fait des phases de forage, d'injection et de bétonnage. - Très coûteuse (2.43 fois plus chère que la première solution). - La mise en œuvre de cette méthode nécessite l'intervention d'une entreprise spécialisée. - Risque de corrosion des clous nécessitant un suivi à long terme. - Aspect minéral, moins esthétique que la végétalisation naturelle.

Eu égard aux avantages économiques et temporels déterminants de la Solution 1, et dans la mesure où aucune contrainte d'emprise foncière n'a été identifiée, c'est cette première option qui est recommandée pour la stabilisation du talus.

4.5.3 Petit talus

4.5.3.1 Description de la solution technique

Le talus présente une pente générale de 3H:2V sur une hauteur totale de 18 mètres, avec des banquettes de 3 mètres de largeur aménagées tous les 6 mètres de dénivelé. Sur chaque banquette, des drains subhorizontaux sont implantés avec un espacement de 2 mètres entraxe, forés légèrement inclinés vers l'aval du talus, d'une longueur de 8 m, afin d'abaisser la nappe phréatique et réduire les pressions interstitielles dans le massif. Une tranchée drainante en pied de talus assure l'évacuation des eaux souterraines. Le drainage superficiel est complété par des caniveaux sur chaque banquette qui interceptent les eaux de ruissellement pluviales et les dirigent vers le caniveau principal. Enfin, l'ensemble des pentes est recouvert d'une couche de terre végétale, constituant une protection contre l'érosion hydrique et éolienne.

4.5.3.2 Vérification de la stabilité globale de la solution :

• Cas permanent :

En suivant les mêmes étapes, nous trouvons

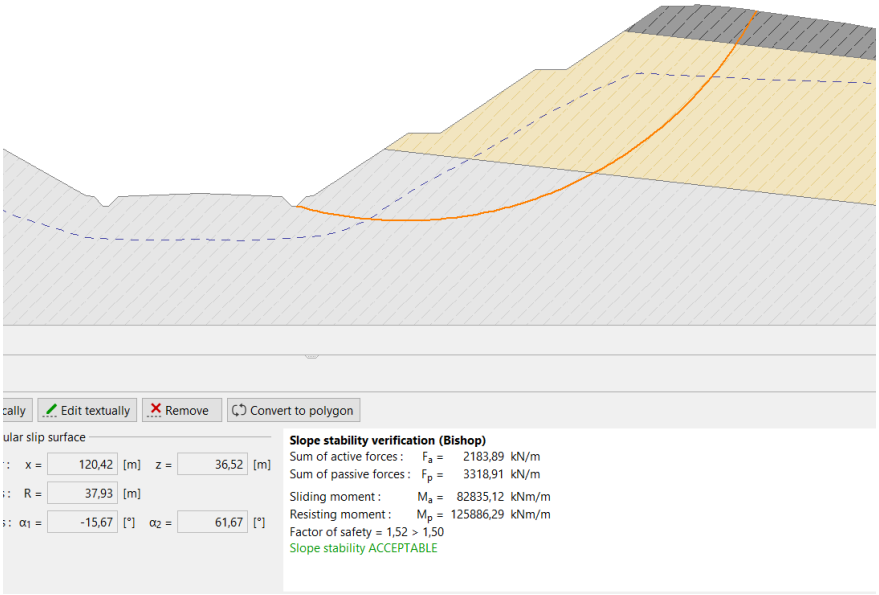


Figure 4.43 : Analyse de la stabilité pour une pente de 3H:2V avec des banquettes de 3 m tous les 6 m : le coefficient de sécurité est égal à 1,52.

Interprétation

L'analyse de la stabilité donne un facteur de sécurité Fs = 1,52, ce qui représente un gain global de 52 % par rapport au talus initial.

• Vérification de la solution dans le cas sismique :

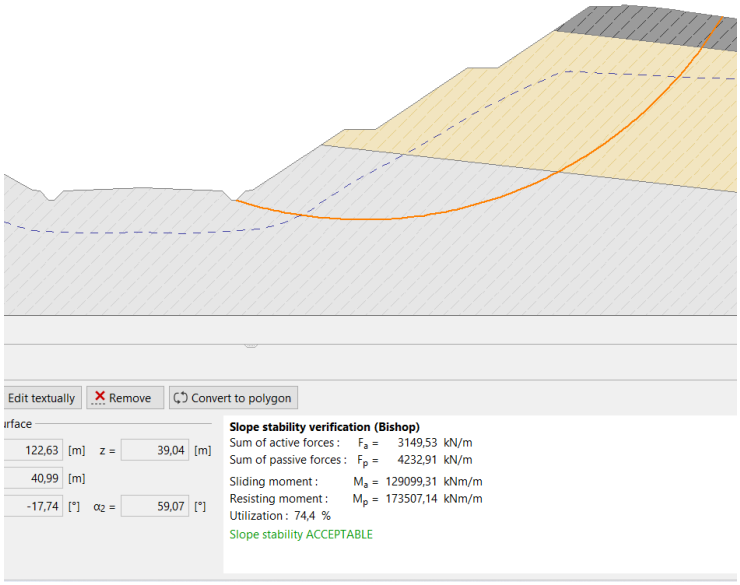


Figure 4.44 : Analyse de la stabilité dans le cas sismique : l'utilisation est de 74.4 %, équivalente à un facteur de sécurité Fs = 1,34

Interprétation

L'analyse de la stabilité en situation sismique révèle un taux d'utilisation de 74.4 %, correspondant à un facteur de sécurité Fs = 1,34. Ce résultat dépasse le seuil réglementaire minimal de Fs = 1,0 exigé par la RPA 2024 pour les combinaisons sismiques, ce qui confirme que le talus est stable face aux sollicitations sismiques avec les caractéristiques réelles.

4.6 Etude d'Avant-projet détaillée

4.6.1 Drainage profond

4.6.1.1 Tranchée drainante

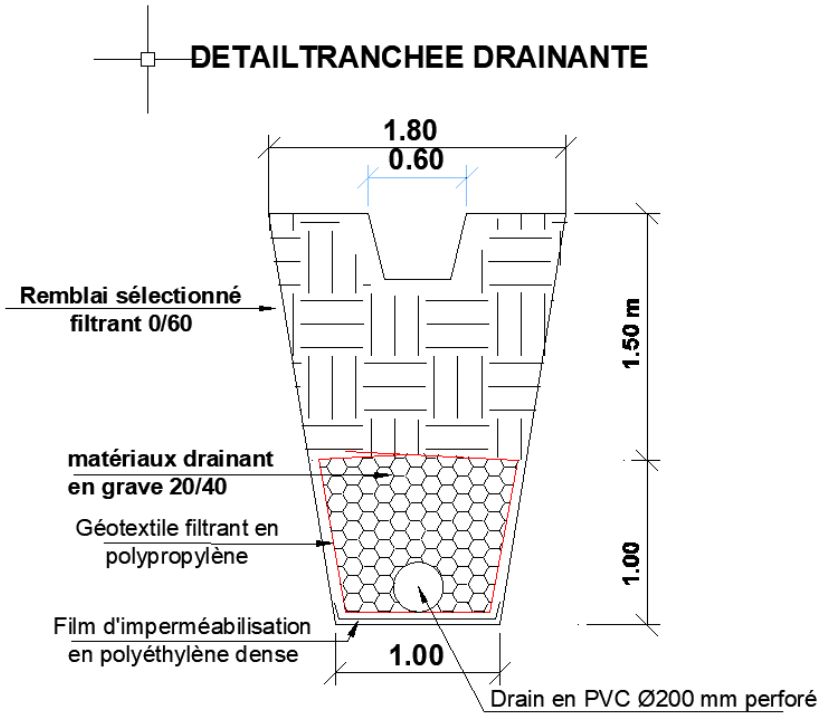


Figure 4.45 : Détail pour la tranchée drainante

4.6.1.2 les drains subhorizontaux

4.6.1.2.1 Description des drains

Ce drain en PVC perforé de diamètre 50 mm est conçu pour la collecte et l'évacuation gravitaire des eaux ; sa pente longitudinale de 2 % assure un écoulement rapide et auto-curage sans stagnation.

4.6.1.2.2 Disposition des drains

Les drains sont posés en quinconce avec un espacement horizontal et vertical de 2 m.

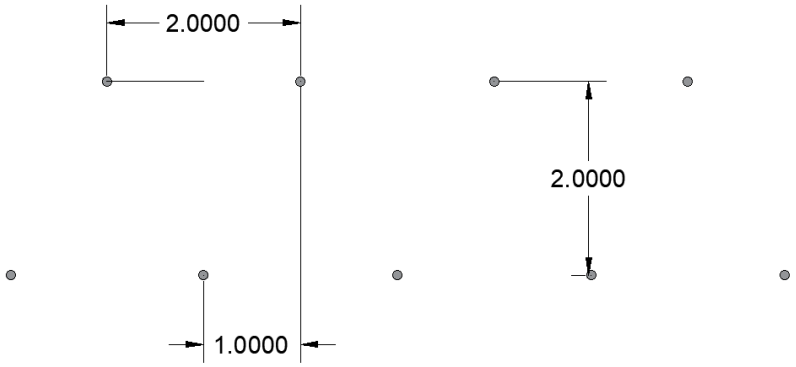


Figure 4.46 : Disposition des drains

4.6.2 Drainage de surface

4.6.2.1 Les caniveaux

4.6.2.1.1 L'emplacement des différents caniveaux :

- **Caniveaux de banquette** : situés au pied de chaque banquette**.**
- **Caniveaux latéraux (Descente d'eau):** positionnés le long du talus, assurant la liaison entre les caniveaux de banquette et le caniveau principal.
- **Caniveau principal :** situé au pied du talus, longitudinalement, recueillant l'ensemble des eaux déversées par les caniveaux latéraux.

4.6.2.1.2 Les dimensions des caniveaux(fossé bétonné)

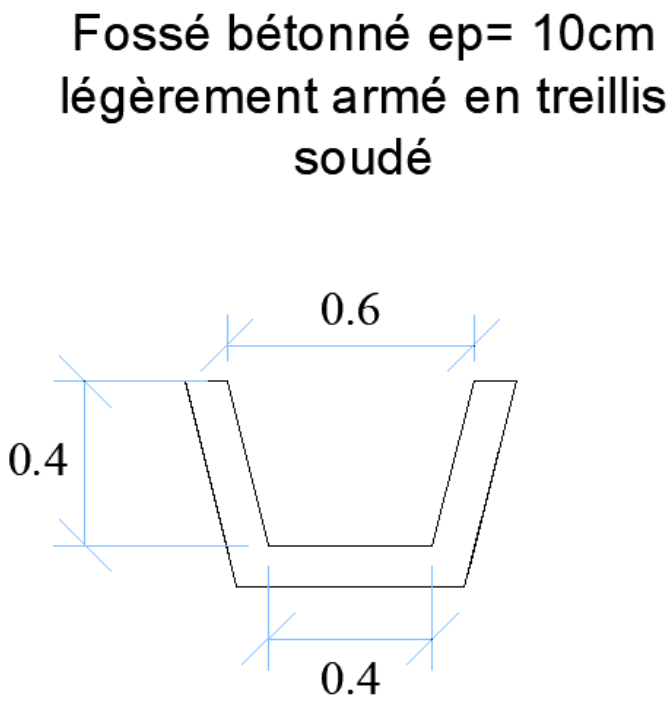


Figure 4.47 : Les dimensions d'un caniveau

4.6.3 La végétalisation

4.6.3.1 Étapes de végétalisation par alvéolaires

1. Préparation du talus

- Nettoyer la surface (enlever débris, végétation indésirable)
- Créer une tranchée d'ancrage en tête de talus (partie supérieure) pour fixer les panneaux d'alvéolaires

2. Pose des alvéolaires

- Déployer les panneaux pliés sur le talus (ils s'étirent comme un accordéon)
- Les fixer au sol avec des piquets ou des clips spéciaux (Clip'Alvéoles®) en fer à béton plantés au droit des cloisons
- Assembler les panneaux entre eux par colliers de serrage ou agrafes

3. Remplissage des alvéoles

- Remplir les cellules avec un mélange terreux (terre végétale + compost)
- Le remplissage se fait souvent avec des matériaux pris sur place pour réduire les coûts
- Remplir en léger excès pour tenir compte du tassement
- Les parois perforées permettent le drainage et le passage des racines

4. Plantation

- Semis direct : ensemencer le mélange terreux avec un gazon rustique ou des mélanges de graminées et fleurs adaptées aux pentes.
- Planter en quinconce, à raison de 3 plants minimum par m².

5. Entretien

- Arroser régulièrement les premières semaines pour l'enracinement
- Une fois la végétation établie, l'entretien est minimum
- Les racines des plantes renforcent la structure en complément du confinement mécanique

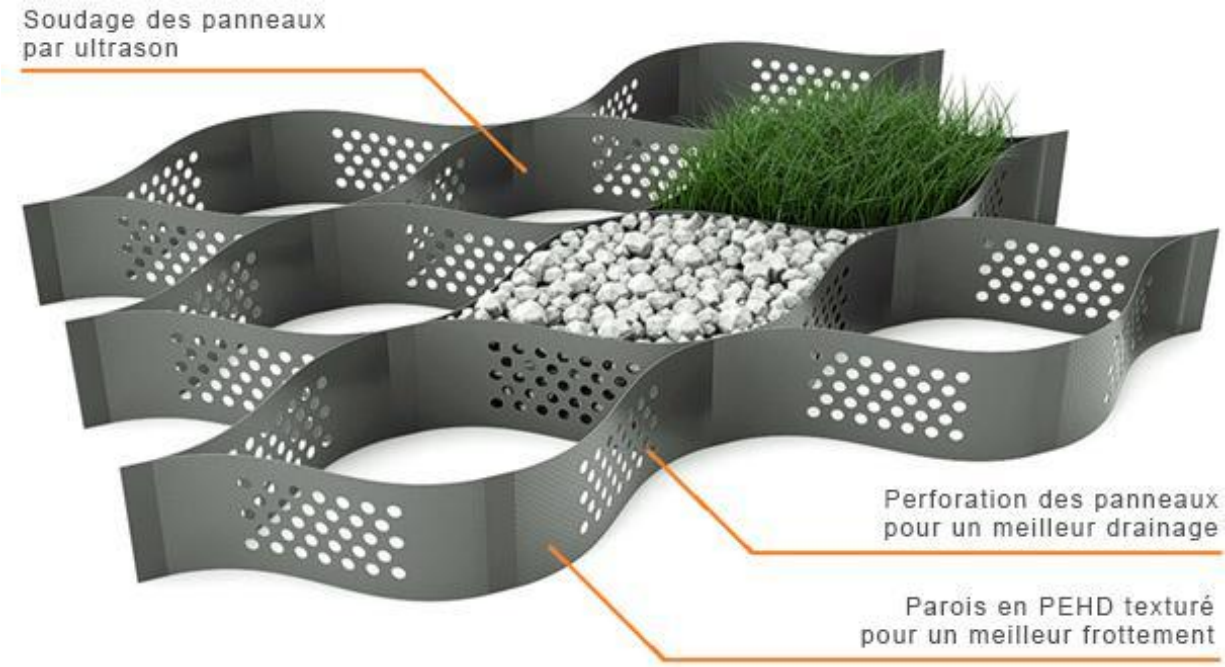


Figure 4.48 : Détail des panneaux alvéolaires [1]



Figure 4.49 : Fixation des alvéolaires par piquets [1]



Figure 4.50 : Exemple d'une végétalisation par des alvéolaires

4.6.3.2 Epaisseur de la terre végétale

Une épaisseur de 30 cm de terre végétale est adoptée, conforme aux pratiques standards, garantissant le développement racinaire et la stabilité du revêtement contre l'érosion.

4.6.4 Matelas Reno

4.6.4.1 Les composants principaux

Tableau 4.8 : Les composants principaux et leurs rôles

Composant	Rôle
Treillis métallique galvanisé (maille hexagonale)	Structure porteuse en fil d'acier tressé en double torsion ; forme l'enveloppe du matelas et confine les pierres
Diaphragmes internes (cloisons)	Divisent le matelas en compartiments ; assurent la rigidité structurelle et empêchent le déplacement des pierres en cas de rupture locale
Géotextile	Séparation et filtration entre le sol naturel et le matelas ; empêche la migration des fines et assure le drainage
Pierres de remplissage	Remplissage du matelas ; assurent le poids, la stabilité et la protection contre l'érosion hydraulique

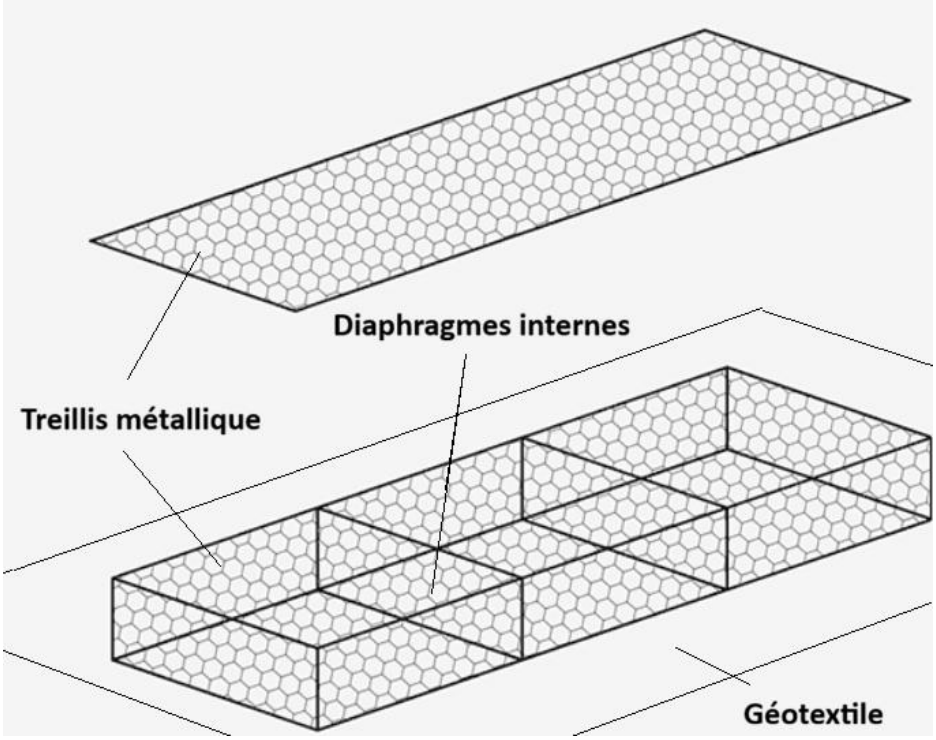


Figure 4.51 : Les composants principaux de Matelas Reno [2]

4.6.4.2 L'épaisseur et le poids volumique

- Une épaisseur de 30 cm de matelas Reno est retenue, suffisante pour assurer une protection efficace contre l'érosion hydraulique, tout en maintenant une perméabilité adéquate à l'écoulement des eaux.
- Le poids volumique des pierres est de 26 kN/m³.

4.6.5 Profil type des talus

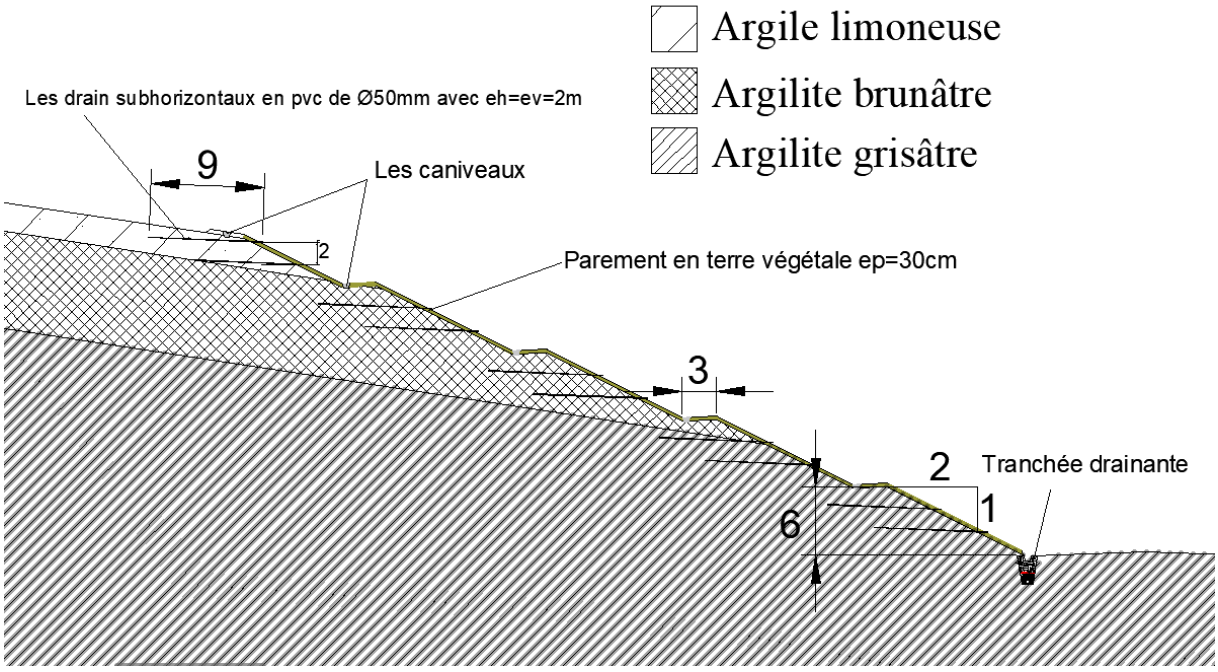


Figure 4.52 : Profil type du Déblai 26 – Grand talus

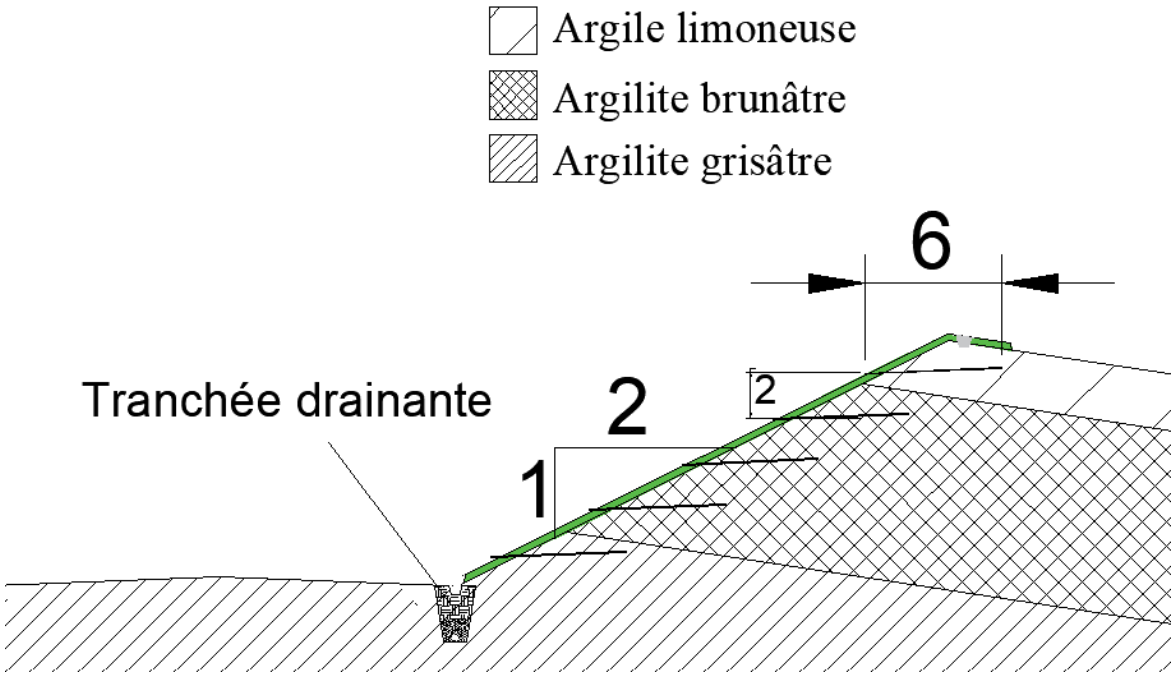


Figure 4.53 : Profil type du Déblai 26 – Petit talus

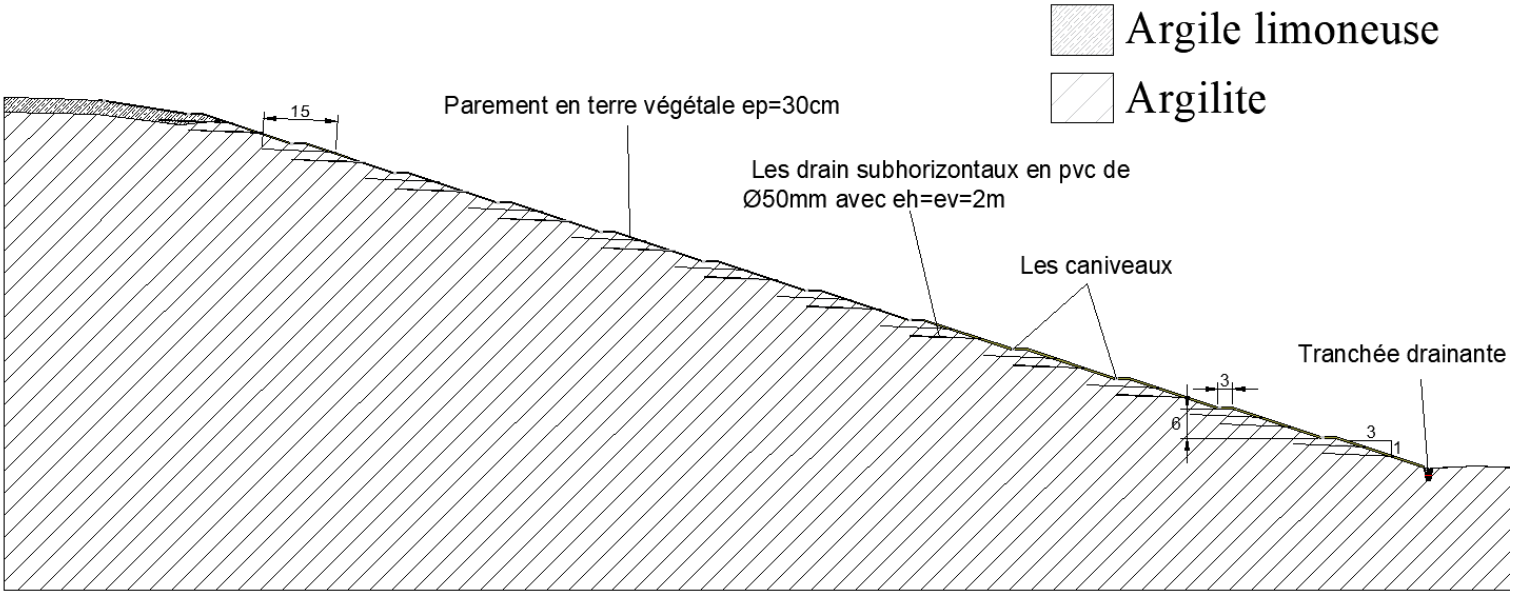


Figure 4.54 : Profil type du Déblai 27 – Grand talus

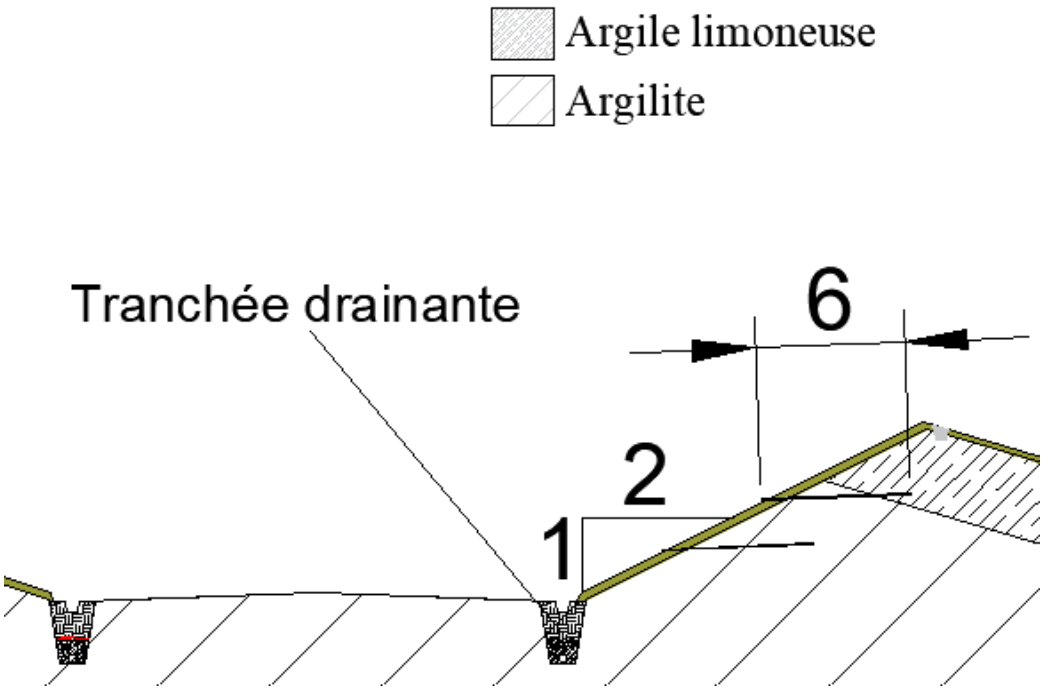


Figure 4.55 : Profil type du Déblai 27 – Petit talus

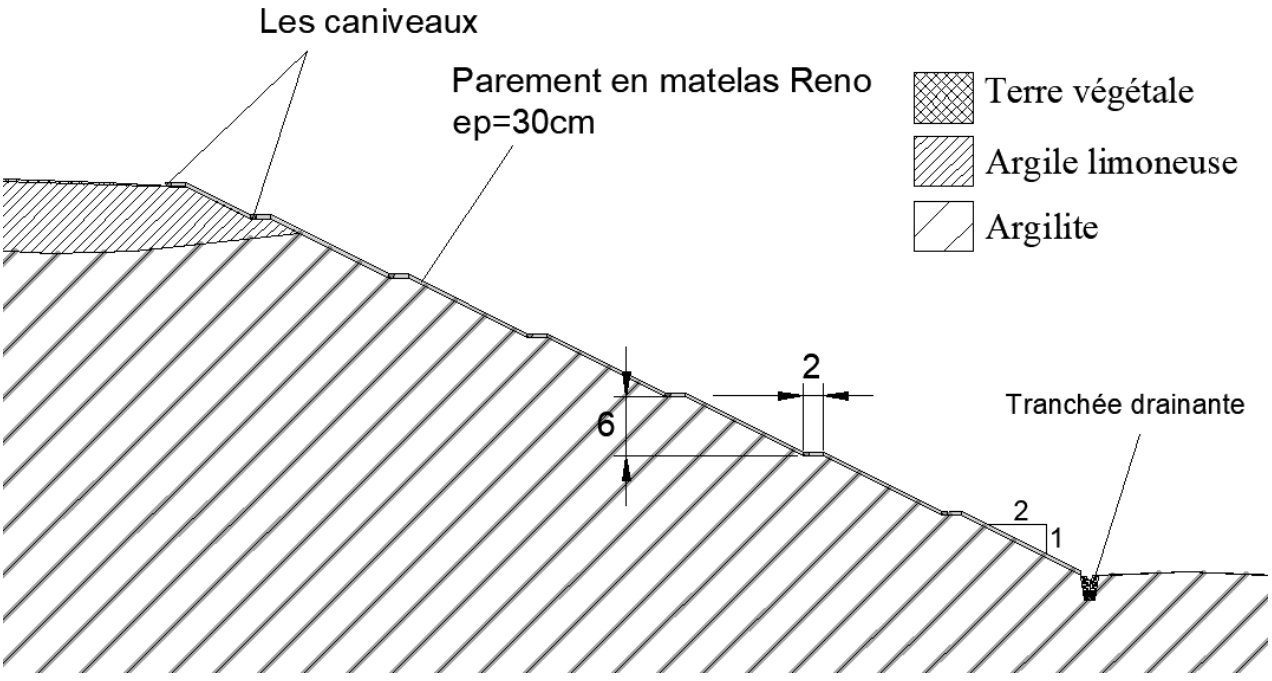


Figure 4.56 : Profil type du Déblai 28 – Grand talus

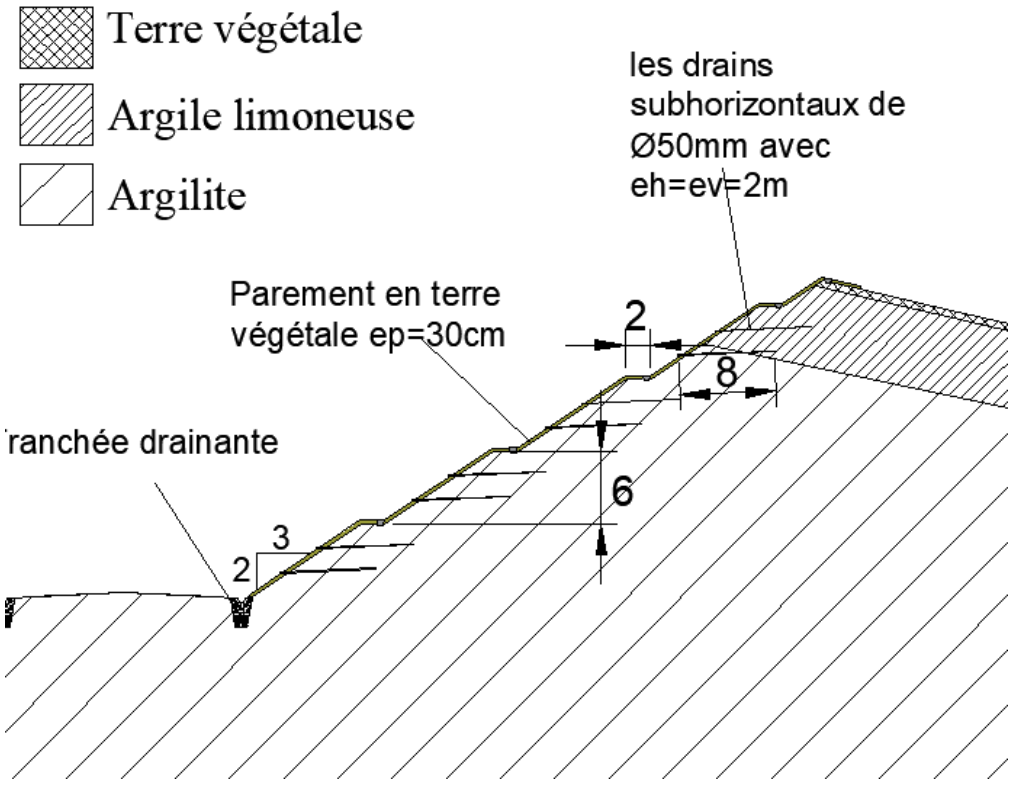


Figure 4.57 : Profil type du Déblai 28 – Petit talus

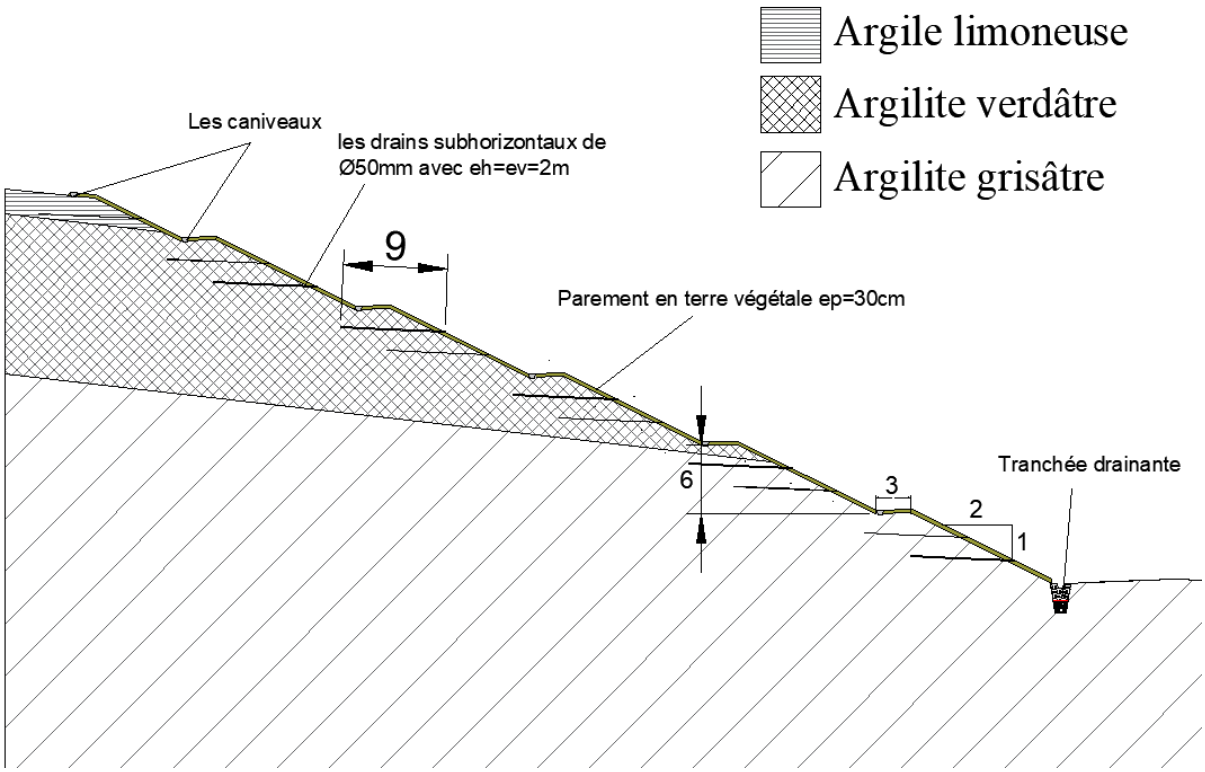


Figure 4.58 : Profil type du Déblai 29 – Grand talus

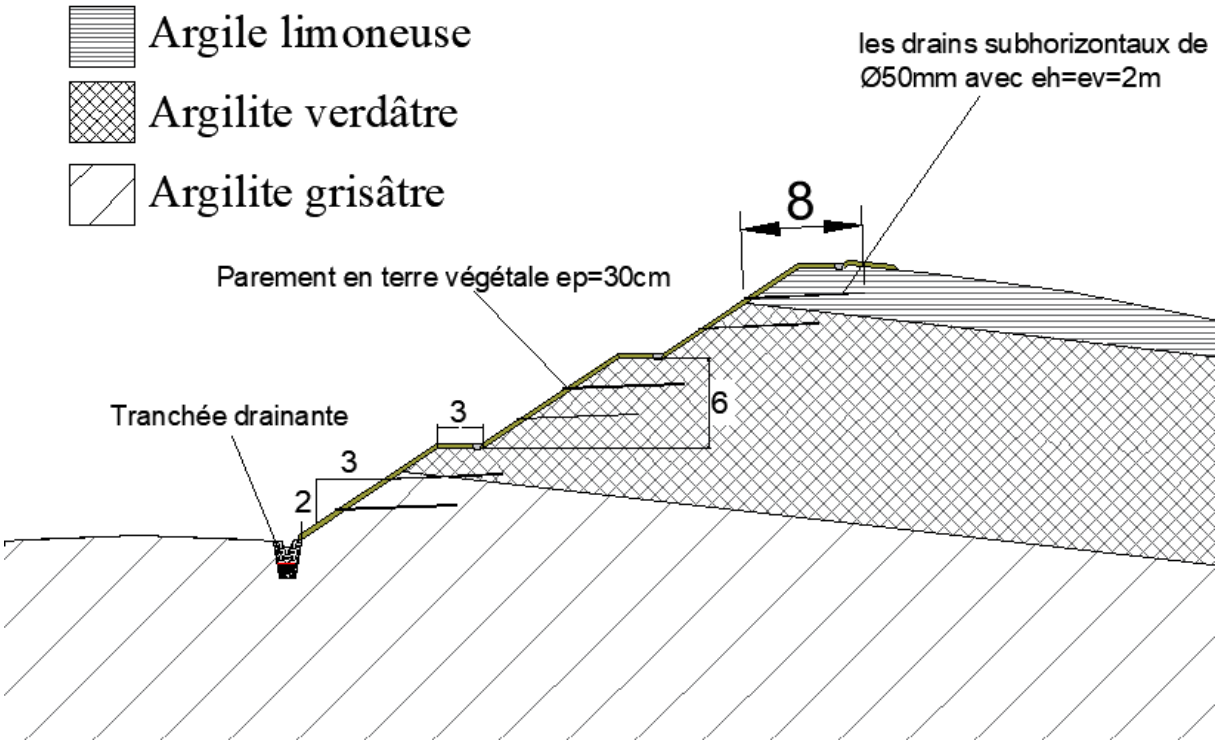


Figure 4.59 : Profil type du Déblai 29 – Petit talus

4.6.6 Devis quantitatif et estimatif des travaux

Note méthodologique

Le présent devis quantitatif et estimatif a été établi sur la base d'un calcul détaillé pour le Déblai n°27, retenu comme cas le plus représentatif et le plus défavorable parmi les quatre déblais à traiter (Déblai 26, 27, 28 et 29).

Les montants correspondant aux Déblais n°26, n°28 et n°29 sont déduits par application d'un abattement forfaitaire appliqué au coût du Déblai n°27, compte tenu de leurs caractéristiques géométriques et géotechniques similaires mais de dimensions moindres.

Tableau 4.9 : Devis quantitatif et estimatif des travaux pour le Déblai n°27

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Installation du chantier	**F**	**1**	**3 000 000,00 DZD**	**3 000 000,00 DZD**
Etude d'exécution	**F**	**1**	**1 000 000,00 DZD**	**1 000 000,00 DZD**
Déblaiement	**M³**	**255512**	**500,00 DZD**	**127 756 000,00 DZD**
Végétalisation	**M²**	**408000**	**450,00 DZD**	**183 600 000,00 DZD**
Drains sub-horizontaux (y compris le forage)	**Ml**	**150 666**	**6000,00 DZD**	**903 996 000,00 DZD**
Caniveaux	**Ml**	**22215**	**4000,00 DZD**	**88 860 000,00 DZD**
Tranchée drainante	**Ml**	**4080**	**13000,00 DZD**	**53 040 000,00 DZD**
Total Hors Taxe	**1 361 252 000,00 DZD**			
TVA	**19%**			
Totale TTC	**1 619 889 880,00 DZD**			

Tableau 4.10 : Devis quantitatif et estimatif des travaux pour les Déblais n°26, n°28 et n°29

Déblai	Abattement appliqué	Justification	Total Hors Taxe	Totale TTC
Déblai n°26	**– 85 %**	Faible hauteur (30 m) et longueur (700 m) ; protection par terre végétale uniquement → volume très réduit par rapport au déblai n°27.	**204 187 800,00 DZD**	**242 983 482,00 DZD**
Déblai n°28	**– 68 %**	Hauteur modérée (40 m) mais présence d'un matlas reno et de la terre végétale → surcoût technique limitant l'abattement.	**435 600 639,00 DZD**	**518 364 761,00 DZD**
Déblai n°29	**– 78 %**	Hauteur faible (30 m) mais longueur importante (900 m) ; protection par terre végétale seule → abattement intermédiaire entre n°26 et n°28.	**299 475 439,00 DZD**	**356 375 773,00 DZD**

4.7 Conclusion

Pour assurer le suivi de la stabilité des ouvrages en déblai, la mise en place de repères topographiques ou d'instrumentation géotechnique (inclinomètres, chaînes extensométriques, cibles de suivi) est préconisée. Toute observation de déplacement anormal doit conduire à la réalisation immédiate de travaux de confortement ou de renforcement.

Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire était de mener une étude approfondie de la stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne Minière Est, visant à améliorer la connectivité régionale entre Bouchegouf et Souk Ahras, plus précisément sur le tronçon du PK 89 au PK 103.

Dans la première partie intitulée « Recherche bibliographique », nous avons exposé les notions théoriques essentielles relatives aux mouvements de terrain, en nous appuyant sur le processus d'étude d'un glissement de terrain et les différentes techniques de confortement. Nous avons particulièrement insisté sur les caractéristiques géotechniques de l'argilite, roche sédimentaire prédominante sur le site, ainsi que sur les méthodes de calcul de stabilité des talus (méthodes des tranches, méthode de Bishop) et les techniques de stabilisation disponibles (terrassement, drainage, parois clouées, géosynthétiques, matelas Reno, végétalisation).

Dans la deuxième partie intitulée « Présentation du projet », nous avons présenté le contexte général du projet de dédoublement et de modernisation de la ligne ferroviaire minière Est, en soulignant l'importance stratégique de cette infrastructure pour le transport des minerais. Nous avons également caractérisé la zone d'étude du point de vue géographique, géologique et sismique, en mettant en évidence la sismicité élevée de la région (zone V selon le RPA 2024) et la nature argileuse et argiliteuse des formations géologiques rencontrées. La présentation des quatre déblais les plus critiques (D26, D27, D28 et D29), avec des hauteurs respectives de 30 m, 80 m, 40 m et 33 m, a souligné la nécessité cruciale d'une étude globale de la stabilité de ces ouvrages de grande hauteur.

Dans la troisième partie intitulée « Investigation géotechnique », nous avons analysé les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique, comprenant les sondages carottés, les essais pressiométriques et les essais de pénétration standard (SPT). L'interprétation des essais de cisaillement (rectiligne, triaxiaux) et des essais physiques a permis de caractériser les propriétés mécaniques des sols rencontrés. Les coupes lithologiques établies ont révélé une succession d'argiles limoneuses, d'argilites brunâtres, verdâtres et grisâtres, avec des états de consolidation variant de normalement consolidé à surconsolidé. Ces résultats ont constitué la base indispensable pour la modélisation et l'analyse de stabilité.

Dans la quatrième partie intitulée « Étude de stabilisation des déblais », elle présente les solutions proposées et la vérification de la stabilité des talus pour chacun des quatre déblais étudiés, ainsi que deux variantes pour le déblai n° 29, avec une analyse multicritère permettant de choisir la solution optimale.

En conclusion, ce mémoire nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances relatives au domaine géotechnique et, particulièrement, à la stabilité des talus.

Références bibliographiques

Sites internet

1. Génie Végétal. *Alvéole, géocellule, geocells, géoalvéolaire, terralvéole*. Disponible sur : http://www.genie-vegetal.eu/page/114/7-6--alveole--geocellule--geocells--geoalveolaire--terralveole-.htm [Consulté en 2026].
2. Gabion Barriers. *Gabion Mattress*. Disponible sur : https://www.gabionbarriers.com/fr/gabionbarriers/gabion-mattress.html [Consulté en 2026].
3. Géomorphologie de Montagne. *Fiche technique / Document d'analyse*. Disponible sur : https://geomorphologie-montagne.ch/wp-content/uploads/2020/09/4.1.3.pdf [Consulté en 2026].
4. ScienceDirect. *Argillaceous Rock (Engineering Topics)*. Elsevier. Disponible sur : https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/argillaceous-rock [Consulté en 2026].
5. ResearchGate. *Consistency of Cohesion Soils According to Results of SPT-Terzaghi and Peck-1967 (Table 6)*. Disponible sur : https://www.researchgate.net/figure/Consistency-of-Cohesion-Soils-According-to-Results-of-SPT-Terzaghi-and-Peck-1967_tbl6_342278240 [Consulté en 2026].

Livres, guides techniques

6. KHEMISSA, Mohamed, 2006. *Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes*. In : Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG' 2006), Lyon (France).
7. FAURE, R.M. *L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes*. Bron, France : Centre d'Études des Tunnels (CETU).
8. LCPC, 2003. *Ouvrages de soutènement – Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées (Guide technique LCPC, SOUTCLOU)*. Paris : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
9. DURVILLE, Jean-Louis et SÈVE, Gilles, 1996. *Stabilité des pentes — Glissements en terrain meuble*. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction, article C 2 540.
10. RPA2024. *Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2024)*. Alger : Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville.
11. LCPC, 2010. *Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs*. Guide technique. Paris : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 161 p. (Collection Environnement, les risques naturels).
12. SÈVE, Gilles et POUGET, Pierre, 1998. *Stabilisation des glissements de terrain*. Guide technique. Paris : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
13. SIBILLE, Luc, 2011. *TP - Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande / Essai triaxial*. Support de cours (Licence). France. Hyper articles en ligne (HAL). Id : cel-01795697.

Annexes

Présentation du projet

Tableau 1 : Classification des sites (RPA 2024)

Catégorie	Description	qc30 (MPa)	N30 (coups)	Cu30 (kPa)	Rc30 (MPa)	Pl30 (MPa)	Ep30 (MPa)	VS30 (m/s)
S1	Rocheux	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle(b)	<1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S5	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques	/	/	/	/	/	/	/

Investigations géotechniques

Tableau 2 : Corrélation entre l'indice SPT-N et la consistance des sols cohérents (d'après Terzaghi et Peck, 1967)

Consistance	SPT (N)
Très molle	< 2
Molle	2 – 4
Moyennement ferme	4 – 8
Ferme	8 – 15
Très ferme	15 – 30
Dure	> 30

Forage : PK 089+325 – SC 89-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK089+325 - SC 89-01

Client : SNTP

Type : Carottage

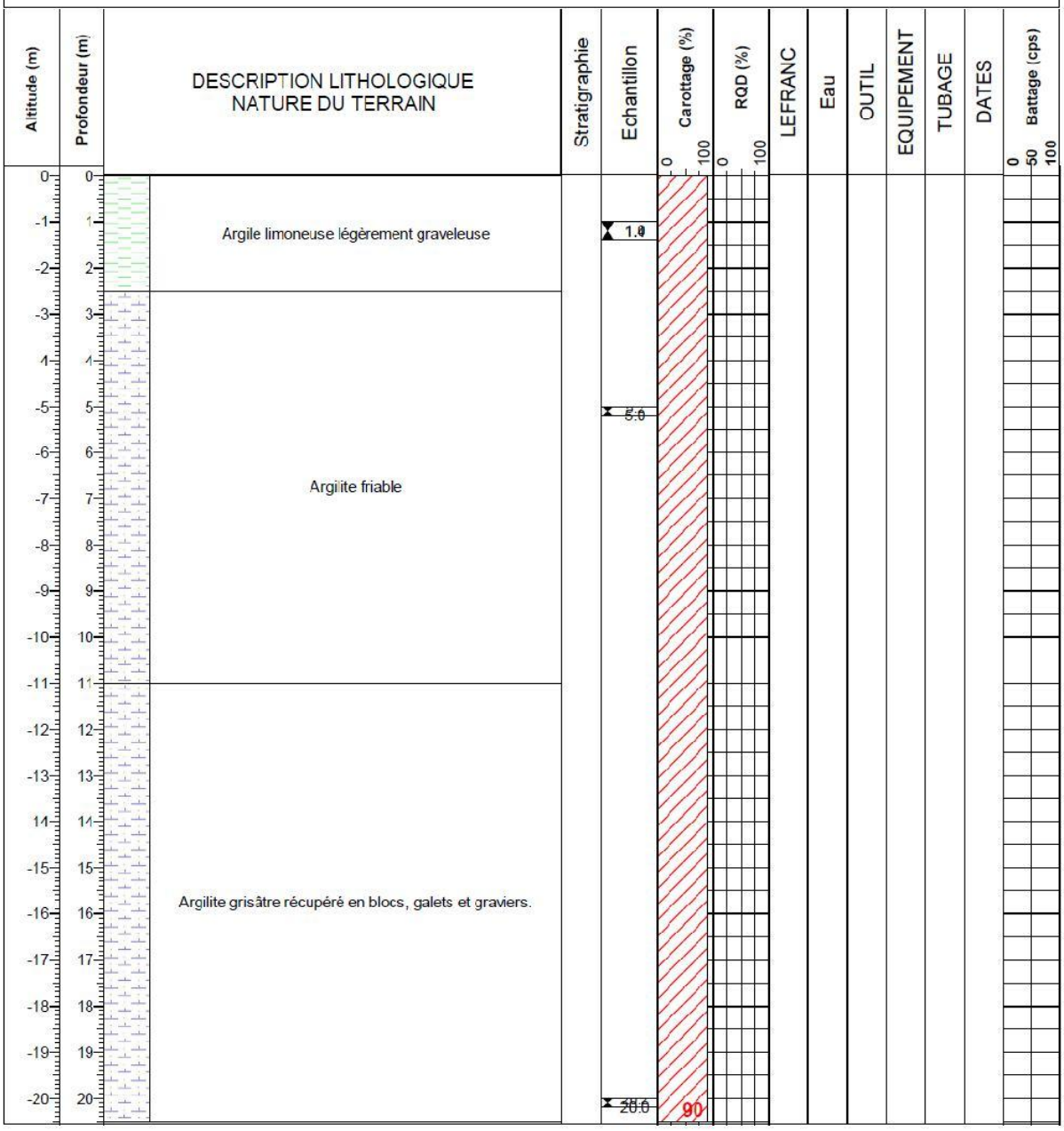
Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. Date :

X: 402757,1294 Début : 0,00 m

Remarque : Y: 4033813,0922 Fin : 20,50 m

Niveau d'eau: Echelle : 1 / 121 Page: 1 / 1



Photos des caisses à carottes

Sondage N° SC 89-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 04 – Prof : 15.00m –20.00m



Caisse N° 05 – Prof : 20.00m –25.00m



Forage : PK 090+850 – SC 90-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK090+850 - SC 90-01

Client : SNTP

Type : Carottage

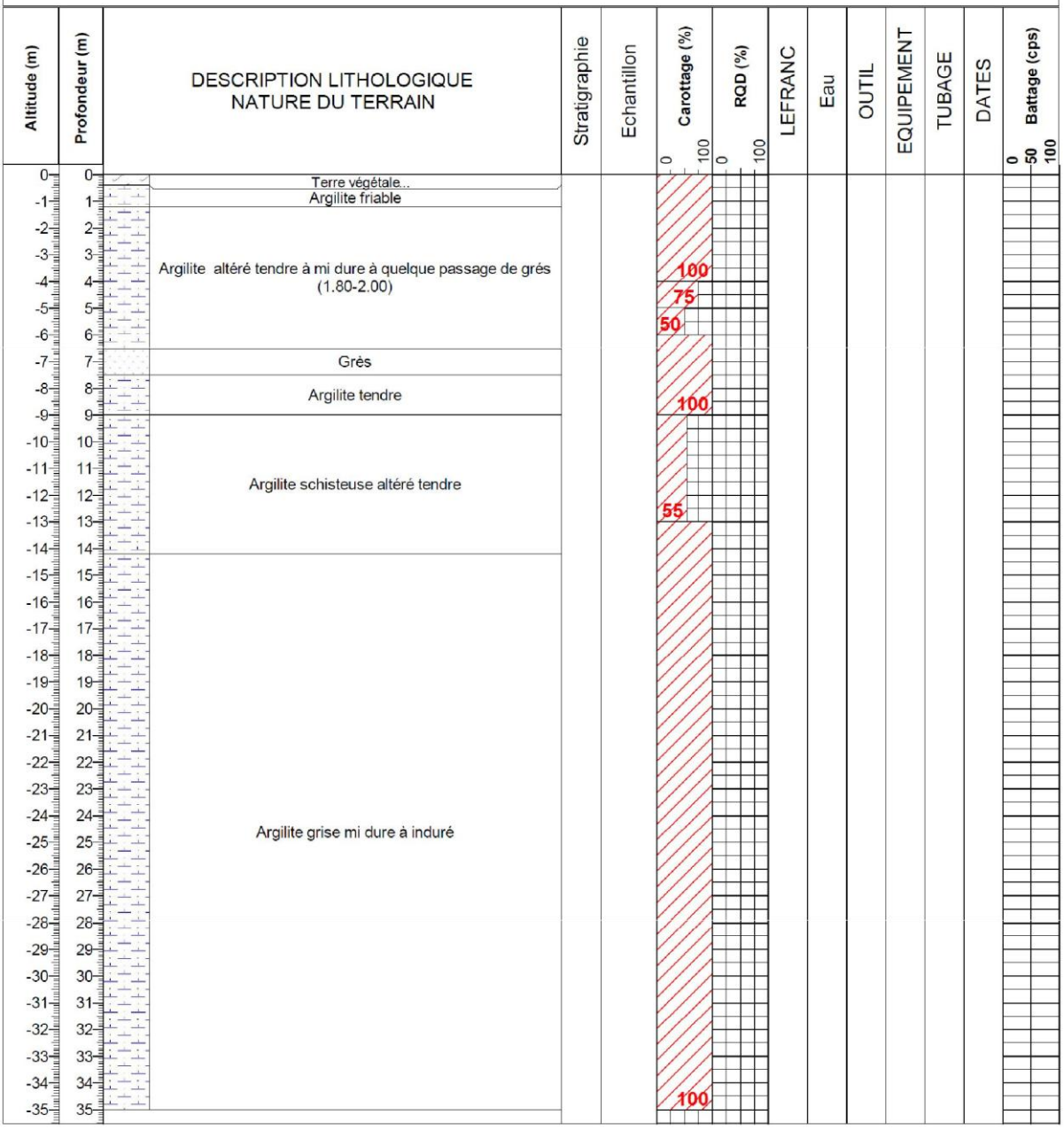
Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. Date :

X: 403943,9208 Début : 0,00 m

Remarque : Y: 4034672,042 Fin : 35,50 m

Niveau d'eau: Echelle : 1 / 209 Page: 1 / 1



Sondage N° SC 92-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –06.00m



Caisse N° 02 – Prof : 06.00m –12.00m



Caisse N° 03 – Prof : 12.00m –18.00m



Caisse N° 04 – Prof : 18.00m –24.00m



Caisse N° 05 – Prof : 24.00m –30.00m



Caisse N° 06 – Prof : 30.00m –35.00m



Forage : PK 091+550 – SC 91-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier: DEMO | **Site :** Carottage

Forage : PK091+550 - SC 91-01

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. **Date :**

X: 404423,5572 **Début :** 0,00 m

Remarque : **Y:** 4035181,976 **Fin :** 30,50 m

Niveau d'eau: **Echelle :** 1 / 180 **Page:** 1 / 1

Altitude (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE NATURE DU TERRAIN	Stratigraphie	Echantillon	Carottage (%)	RQD (%)	LEFRANC	Eau	OUTIL	EQUIPEMENT	TUBAGE	DATES	Battage (cps)
0 à -3	0 à 3	Argile limoneuse rougeâtre légèrement graveleuse. On note la présence d'un plan de cisaillement à 2.70m.		1.5 / 1.1									
-3 à -7	3 à 7	Argilite à trace d'oxydation		4.8 / 3.6 ; 3.8 / 3.5									
-7 à -30	7 à 30	Argilite grisâtre récupéré en blocs, galets et graviers. On note la présence de deux passages gréseux entre 16.40m et 18.40m et entre 27.00m et 28.80m.		19.8 / 19.4 ; 26.7	95 ; 85 ; 40								

Sondage N° SC 91-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –16.00m



Caisse N° 04 – Prof : 16.00m –22.00m



Caisse N° 05 – Prof : 22.00m –27.00m



Caisse N° 06 – Prof : 27.00m –30.00m



Forage : PK 092+175– SC 92-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier: 100DRDE41 25 58 **Site :** Bouchegouf

Forage : SC 092-01

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : Ligneferroviare miniere Bouchegouf - Souk Ahras

Z:

Date :

X: 404968.3828

Début : 0.00 m

Remarque :

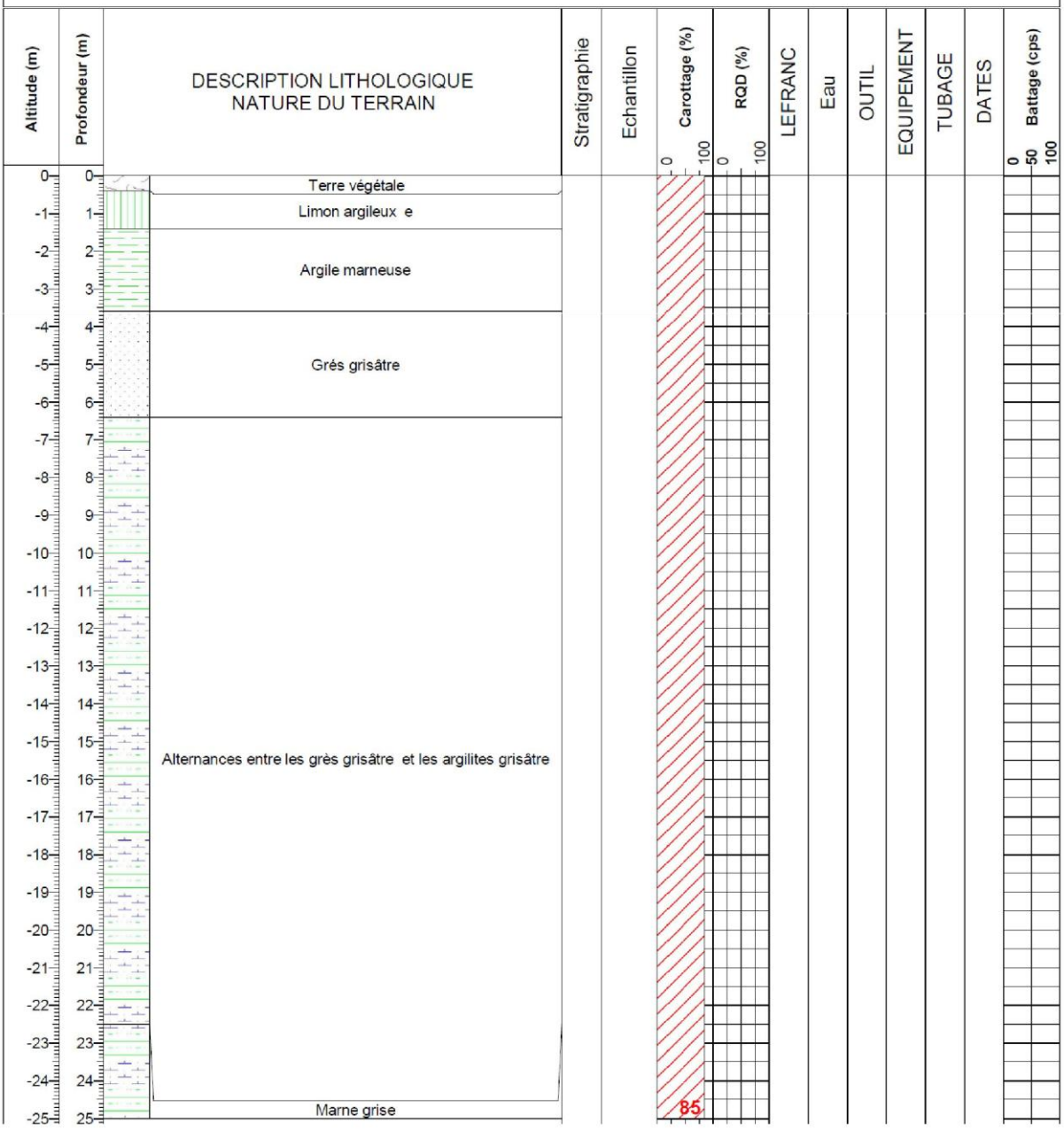
Y: 4035471.1862

Fin : 25.00 m

Niveau d'eau:

Echelle : 1 / 148

Page: 1 / 1



Sondage N° SC 92-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –16.00m



Caisse N° 04 – Prof : 16.00m –22.00m



Caisse N° 05 – Prof : 16.00m –22.00m



Forage : PK 092+775 – SC 92-02

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	100DRDE41 25 58	Site :	Bouchegouf

Forage : SC 092-02

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : Ligneferroviare miniere Bouchegouf - Souk Ahras

Z:

Date :

X: 405530.7777

Début : 0.00 m

Remarque :

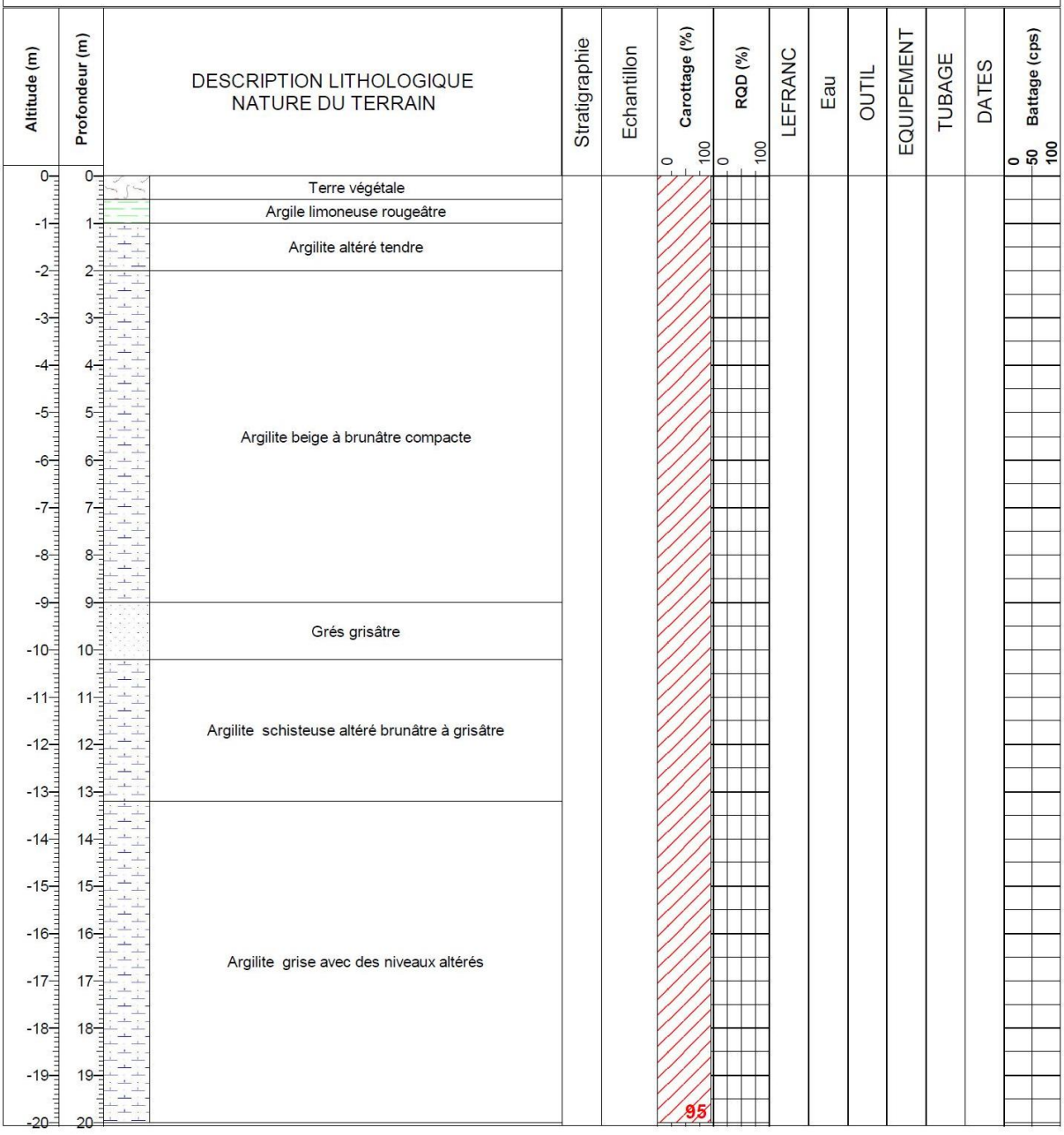
Y: 4035680.2601

Fin : 20.00 m

Niveau d'eau:

Echelle : 1 / 118

Page: 1 / 1



Sondage N° SC 92-02

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 04 – Prof : 15.00m –20.00m



Forage : PK 093+275 – SC 93-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK 093+275 - SC 93-01

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. **Date :**

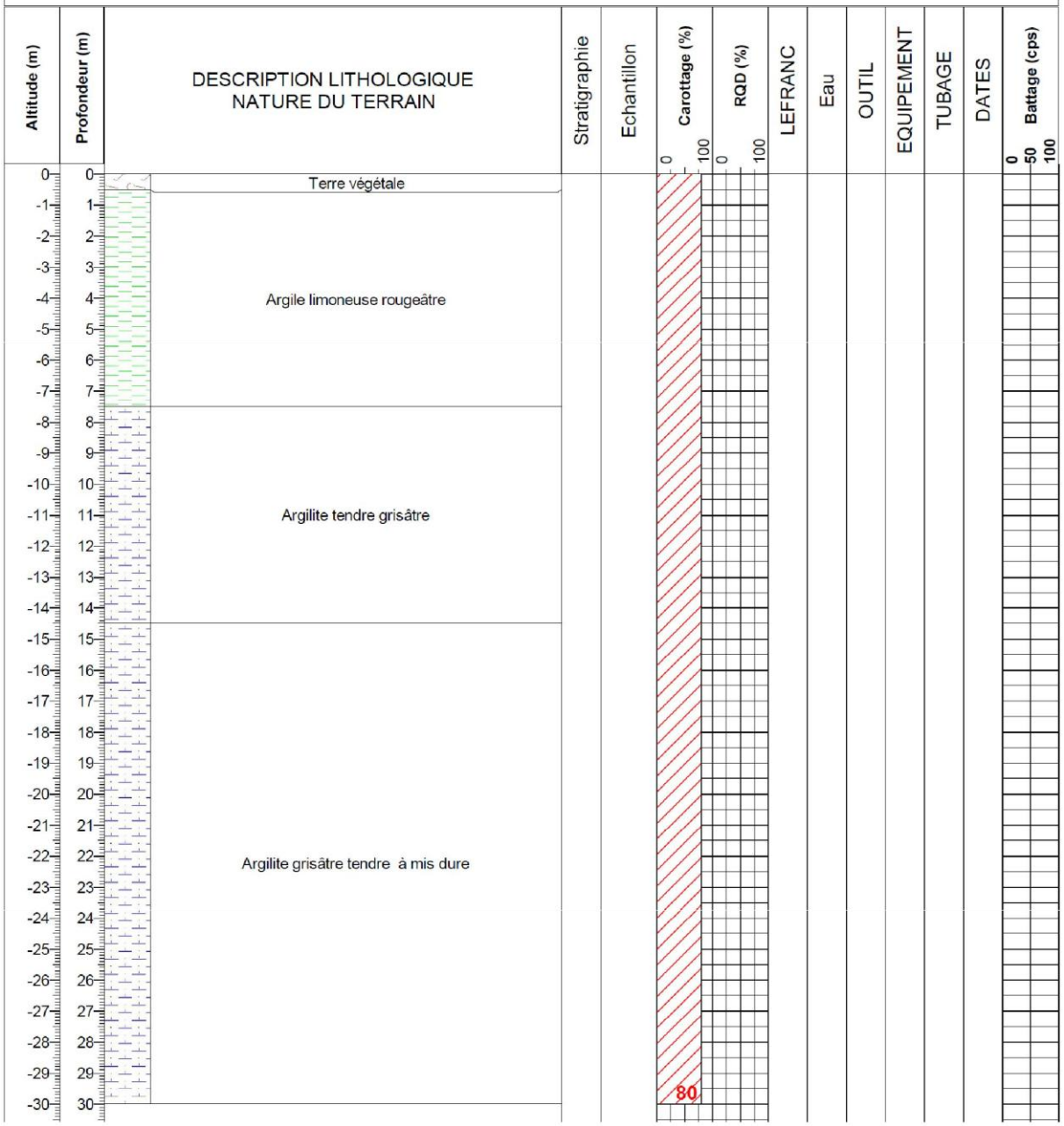
X: 406020,5391 **Début :** 0,00 m

Y: 4035754,769 **Fin :** 30,50 m

Remarque :

Niveau d'eau:

Echelle : 1 / 180 **Page:** 1 / 1



Sondage N° SC 93-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03– Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 04 – Prof : 15.00m –20.00m



Caisse N° 05– Prof : 20.00m –25.00m



Caisse N° 06 – Prof : 25.00m –30.00m



Forage : PK 093+425 – SC 93-02

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

MIG GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK 093+425 - SC 93-02

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. Date :

X: 406141,1283 Début : 0,00 m

Y: 4035842,4947 Fin : 40,50 m

Remarque :

Niveau d'eau:

Echelle : 1 / 239 Page: 1 / 1

Altitude (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE NATURE DU TERRAIN	Stratigraphie	Echantillon	Carottage (%) 0–100	RQD (%) 0–100	LEFRANC	Eau	OUTIL	EQUIPEMENT	TUBAGE	DATES	Battage (cps) 0–50–100
0	0	Terre végétale											
-1	1												
-2	2												
-3	3												
-4	4												
-5	5	Argilite friable											
-6	6												
-7	7												
-8	8												
-9	9												
-10	10	Argilite schisteuse altéré friable											
-11	11												
-12	12												
-13	13												
-14	14												
-15	15												
-16	16												
-17	17												
-18	18												
-19	19												
-20	20												
-21	21												
-22	22												
-23	23												
-24	24												
-25	25												
-26	26	Argilite grise indurée avec quelque passage tendre											
-27	27												
-28	28												
-29	29												
-30	30												
-31	31												
-32	32												
-33	33												
-34	34												
-35	35												
-36	36												
-37	37												
-38	38												
-39	39												
-40	40				85								

Sondage N° SC 93-02

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 4– Prof : 15.00m –20.00m



Caisse N° 05 – Prof : 15.00m –25.00m



Caisse N° 06 – Prof : 25.00m –30.00m



Caisse N° 07 – Prof : 30.00m –35.00m



Caisse N° 08 – Prof : 35.00m –40.00m



Forage : PK 094+225 – SC 94-01

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK 094+225 - SC 94-01

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. Date :

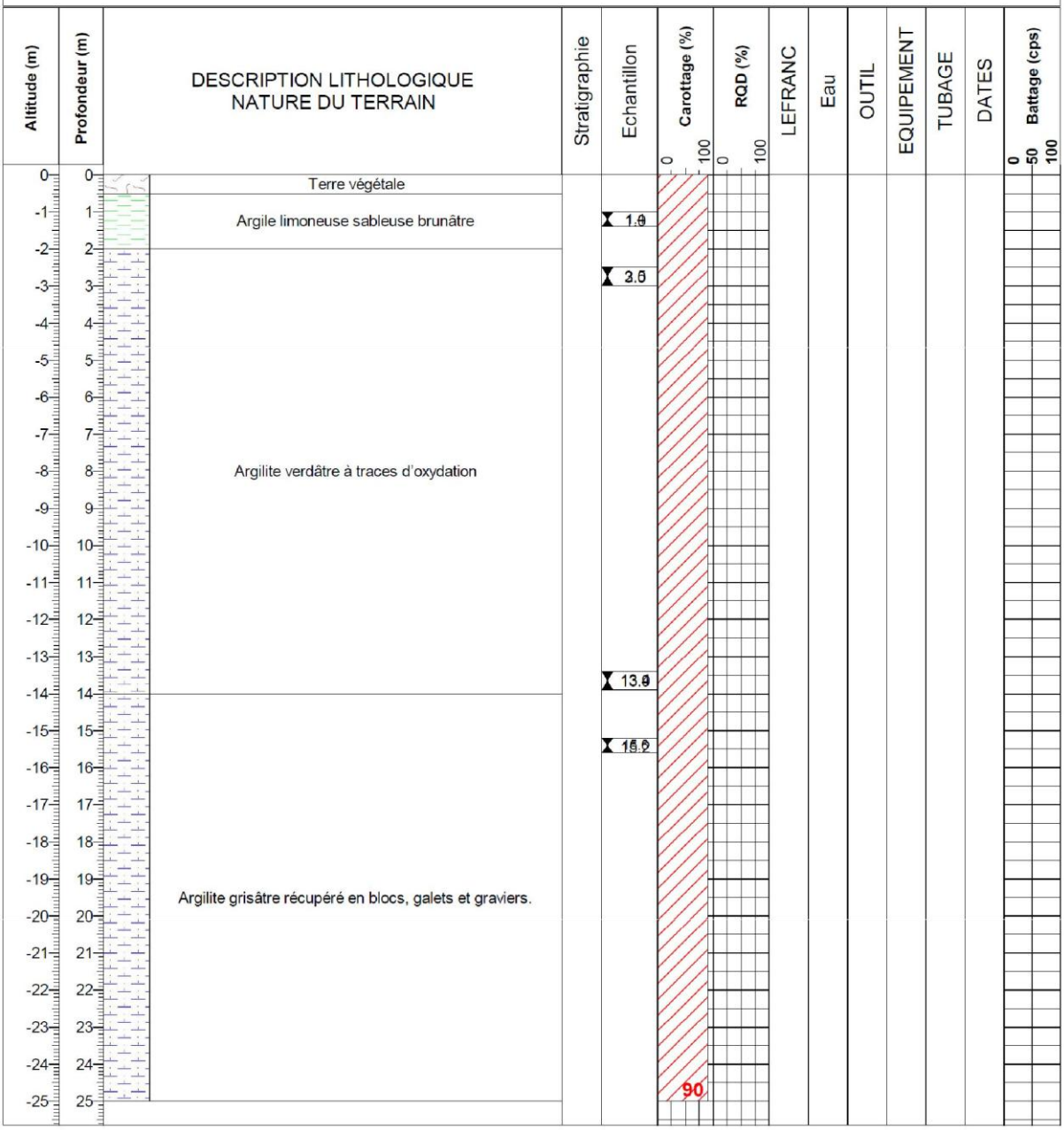
X: 406755,2546 Début : 0,00 m

Y: 4036252,0963 Fin : 25,50 m

Remarque :

Niveau d'eau:

Echelle : 1 / 151 Page: 1 / 1



Sondage N° SC 94-01

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 04 – Prof : 15.00m –20.00m



Caisse N° 05 – Prof : 20.00m –25.00m



Forage : PK 094+400 – SC 94-02

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier:	DEMO	Site :	Carottage

Forage : PK 094+400 - SC 94-02

Client : SNTP

Type : Carottage

Etude : compagne géotechnique Bouchegouf -Souk Ahras sur 121km.

Z: N.G.F. **Date :**

X: 406919,7438 **Début :** 0,00 m

Remarque : **Y:** 4036307,7016 **Fin :** 30,00 m

Niveau d'eau: **Echelle :** 1 / 151 **Page:** 1 / 2

Altitude (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE NATURE DU TERRAIN	Stratigraphie	Echantillon	Carottage (%) 0 100	RQD (%) 0 100	LEFRANC	Eau	OUTIL	EQUIPEMENT	TUBAGE	DATES	Battage (cps) 0 50 100
0	0												
-1	1	Argile limoneuse brunâtre		1.5									
-2	2												
-3	3												
-4	4												
-5	5												
-6	6												
-7	7			7.6									
-8	8												
-9	9	Argilite verdâtre à traces d'oxydation											
-10	10												
-11	11												
-12	12												
-13	13			12.5									
-14	14												
-15	15												
-16	16												
-17	17												
-18	18												
-19	19												
-20	20												
-21	21	Argilite grisâtre fragmenté											
-22	22												
-23	23												
-24	24			24.5									
-25	25				95								

Sondage N° SC 94-02

Caisse N° 01 – Prof : 00.00m –05.00m



Caisse N° 02 – Prof : 05.00m –10.00m



Caisse N° 03 – Prof : 10.00m –15.00m



Caisse N° 04 – Prof : 15.00m –20.00m



Caisse N° 05 – Prof : 20.00m –25.00m



Caisse N° 06 – Prof : 25.00m –30.00m



وزارة الأشغال العمومية و الري و التشخيص القانعية
وسيوع و تراسة التكنولوجيا الحديثة و المساعدة

مـديـر الأشـغـال العـمـوميـة لشـرق الـبـلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est

Société par action au capital de 1.500.000.000,00 DA

DIRECTION GENERALE

LTP Est

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*		
Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*5.00-5.20M*
Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V0.017= mm/min*	Orientation Prélèv.	
Description échant.	*Marne feuilletée deschée P/morceaux de la marne consolidée*		
Densité des particules (Mg/m³)		Specimens tested submerged	

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
Longueur (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Largeur (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*3600.0*	*3600.0*	*3600.0*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			
CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.017000*	*0.017000*	*0.017000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*96*	*134*	*236*
Déplacement horizontal (mm)	*2.75*	*2.75*	*2.25*
Tassement (mm)	*-0.080*	*-0.075*	*-0.070*

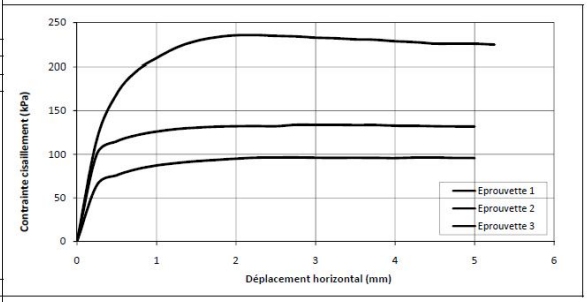
Cohésion (kPa)	*15.5*
Angle de frottement (°)	*34.9*

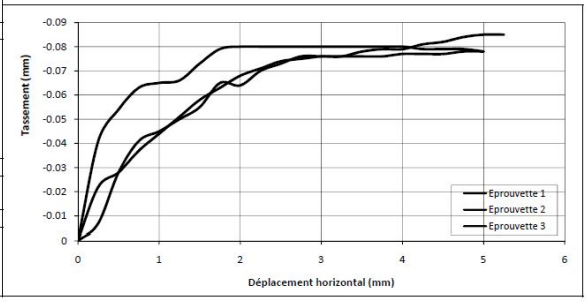
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*		
Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*5.00-5.20M*
Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V0.017= mm/min*	Orientation Prélèv.	

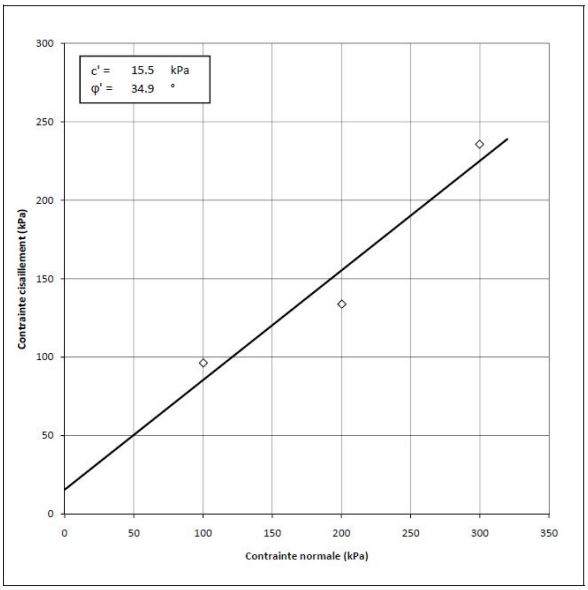




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

وزارة الأشغال العمومية و النقل و الصناعات الثقافية
سجيو م ر ا ط للتكنلوجيات الراقية و الصناعة
مـخـبـر الأشـغـال العـمـوميـة لشـرق الـبـلاد
Laboratoire des Travaux Publics de l'Est
Société par action au capital de 1.800.000.000,00 DA
DIRECTION GENERALE

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus) Selon NF P94-071-1 **RAPPORT D'ESSAI - RESUME**	ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus) Selon NF P94-071-1 **RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT**

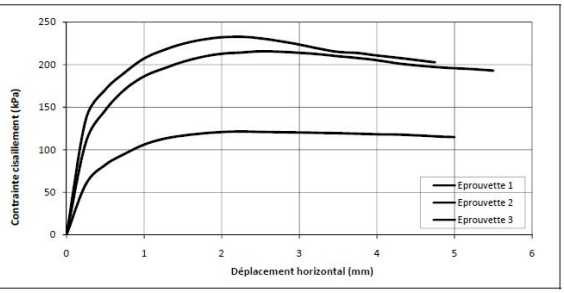
Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*			Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*	
Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*5.20-5.60M*	Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*5.20-5.60M*
Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement		Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.		Numéro échantillon	*V= 0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.	
Description échant.	*Marne +morceaox de la marne cosolidée t/ de gypse*						

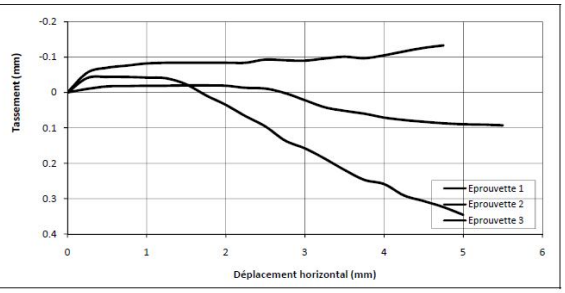
Densité des particules (Mg/m³) — Specimens tested submerged

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
-		*60.0*	*60.0*
Diamètre (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*2827.4*	*2827.4*	*2827.4*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			
CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.025000*	*0.025000*	*0.025000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*121*	*216*	*233*
Déplacement horizontal (mm)	*2.25*	*2.50*	*2.25*
Tassement (mm)	*0.067*	*-0.011*	*-0.084*

Cohésion (kPa)	*78.6*
Angle de frottement (°)	*29.1*

Commentaires



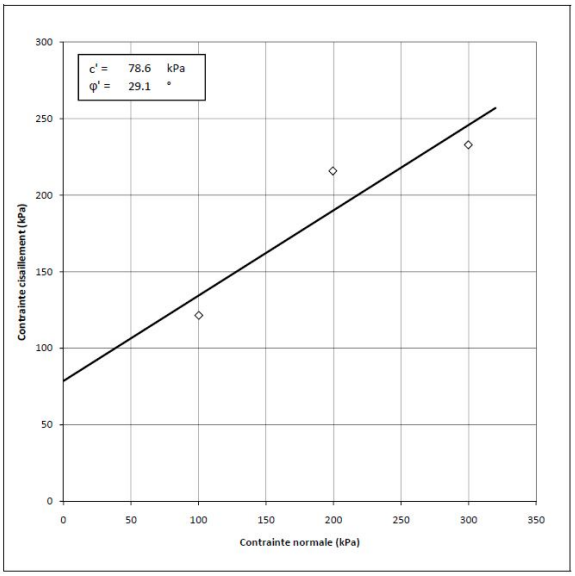


Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

وزارة الأشغال العمومية والري والنشاط القطاعية
مجموع دراسة المنشآت الفنية و تصاعدة
مكتب الأشغال العمومية لشرق الجهاة
Laboratoire des Travaux Publics de l'Est
Société par actions au capital de 1.800.000.000,00 Dhs
DIRECTION GENERALE

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*		
Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*22.00-22.40M*
Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.	
Description échant.	*Marne déschée friable feuilletée*		
Densité des particules (Mg/m³)		Specimens tested submerged	

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
-		*60.0*	*60.0*
Diamètre (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*2827.4*	*2827.4*	*2827.4*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			

CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.025000*	*0.025000*	*0.025000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*154*	*271*	*308*
Déplacement horizontal (mm)	*3.25*	*4.00*	*3.75*
Tassement (mm)	*0.079*	*-0.107*	*-0.126*

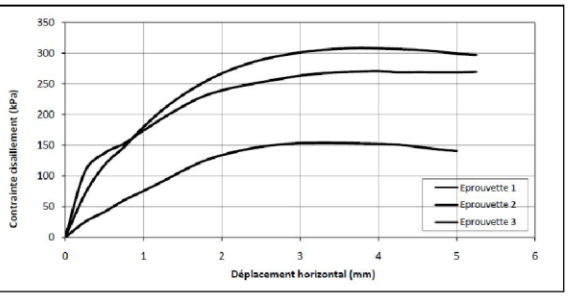
Cohésion (kPa)	*89.9*
Angle de frottement (°)	*37.7*

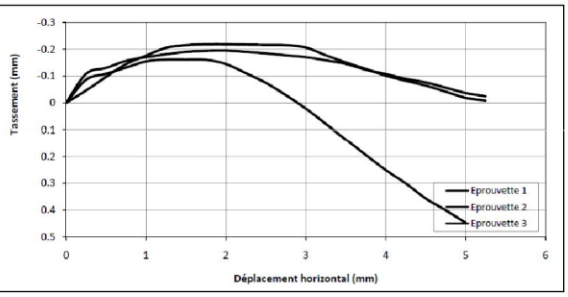
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Etude complémentaire tronçon Bouchegouf /W Guelma*		
Référence projet	*DL DE RG 120 25 98*	Profond. prélèvement (m)	*22.00-22.40M*
Numéro sondage	*D-PK089+325*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.	

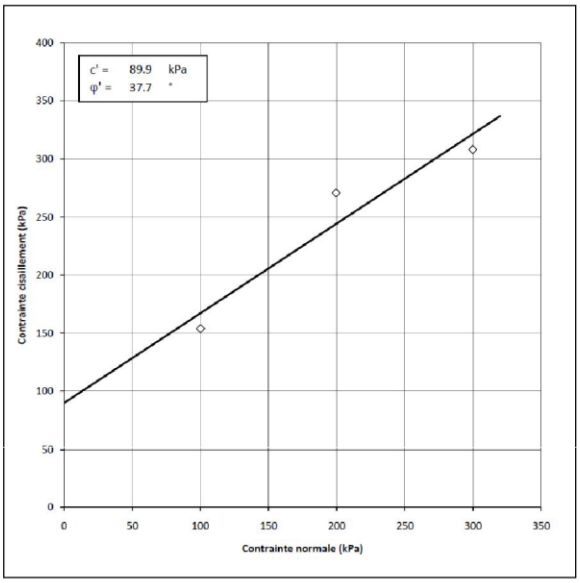




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est
Société par action au capital de 1.500.000.000,00 DA
DIRECTION GENERALE

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière tronçon Bouchegouf souk Ahras étude complémentaire*		
Référence projet	*DL DE RG 123 25 100*	Profond. prélèvement (m)	*3.60-4.00m*
Numéro sondage	*PK91+550SC91.01*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V=0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.	

Description échant. *Marne deschée +morcaux de la marne consolidée*

Densité des particules (Mg/m³) — Specimens tested submerged

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
Longueur (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Largeur (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*3600.0*	*3600.0*	*3600.0*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			
CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.025000*	*0.025000*	*0.025000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*122*	*155*	*243*
Déplacement horizontal (mm)	*2.25*	*1.50*	*5.00*
Tassement (mm)	*0.027*	*-0.120*	*-0.043*

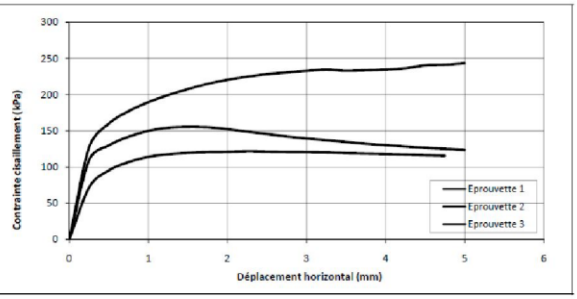
Cohésion (kPa)	*51.6*
Angle de frottement (°)	*31.4*

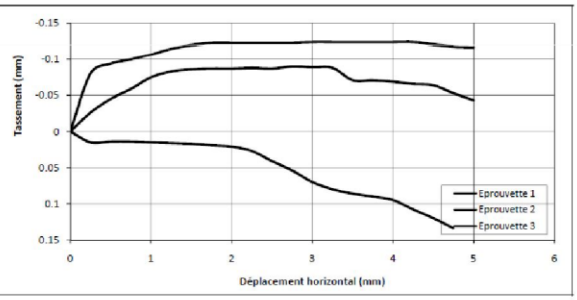
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière tronçon Bouchegouf souk Ahras étude complémentaire*		
Référence projet	*DL DE RG 123 25 100*	Profond. prélèvement (m)	*3.60-4.00m*
Numéro sondage	*PK91+550SC91.01*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V=0.025 mm/min*	Orientation Prélèv.	

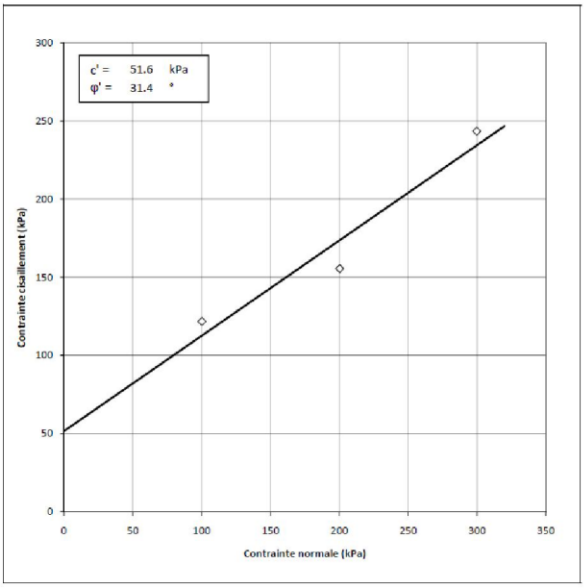




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est
DIRECTION GENERALE

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière tronçon Bouchegouf souk Ahras étude complémentaire*		
Référence projet	*DL DE RG 123 25 100*	Profond. prélèvement (m)	*5.50-5.80m*
Numéro sondage	*PK91+550SC91.01*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= mm/min*	Orientation Prélèv.	
Description échant.	*marne deschée friable*		

Densité des particules (Mg/m³) — Specimens tested submerged

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
-		*60.0*	*60.0*
Diamètre (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*2827.4*	*2827.4*	*2827.4*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			
CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.025000*	*0.025000*	*0.025000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*109*	*159*	*197*
Déplacement horizontal (mm)	*4.50*	*5.75*	*4.50*
Tassement (mm)	*0.019*	*-0.052*	*0.019*

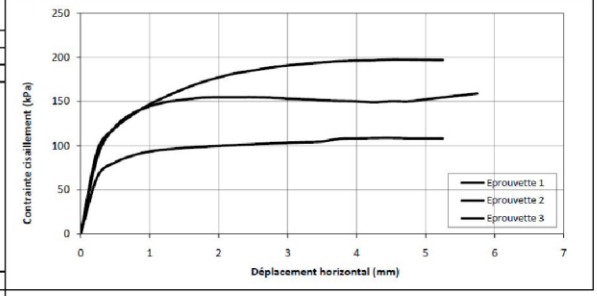
Cohésion (kPa)	*66.2*
Angle de frottement (°)	*23.9*

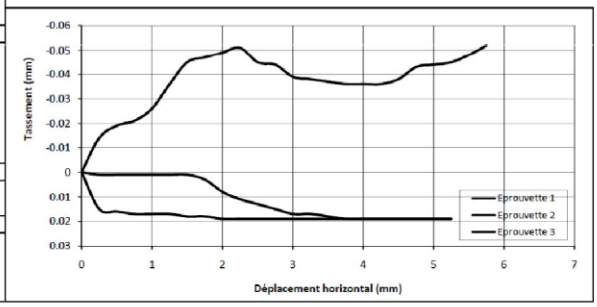
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière tronçon Bouchegouf souk Ahras étude complémentaire*		
Référence projet	*DL DE RG 123 25 100*	Profond. prélèvement (m)	*5.50-5.80m*
Numéro sondage	*PK91+550SC91.01*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= mm/min*	Orientation Prélèv.	

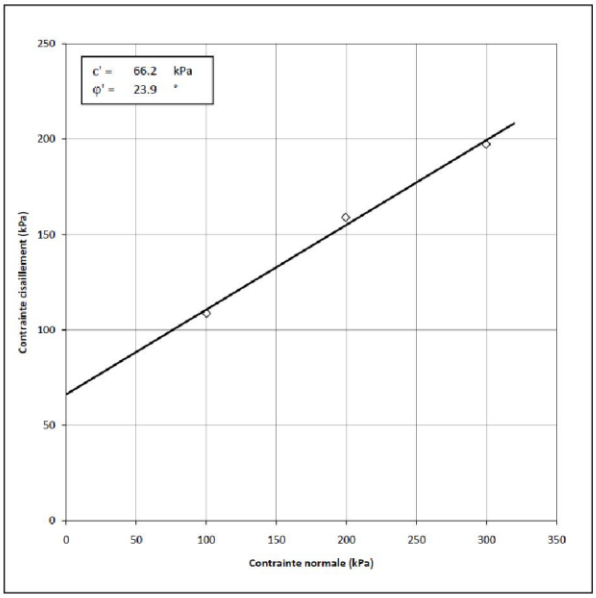




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière bouchougouf-souk ahras*		
Référence projet	*DL DE RG 131 25 112*	Profond. prélèvement (m)	*4.10-4.50m*
Numéro sondage	*PK94+400 SC94.02*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.018mm/min*	Orientation Prélèv.	
Description échant.	*Marne deschée friable 3ech sableux*		
Densité des particules (Mg/m³)		Specimens tested submerged	

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
-		*60.0*	*60.0*
Diamètre (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*2827.4*	*2827.4*	*2827.4*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			
Indice des vides en fin de consolidation			
CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.018000*	*0.018000*	*0.018000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*90*	*127*	*251*
Déplacement horizontal (mm)	*1.25*	*5.25*	*4.00*
Tassement (mm)	*0.018*	*0.079*	*0.064*

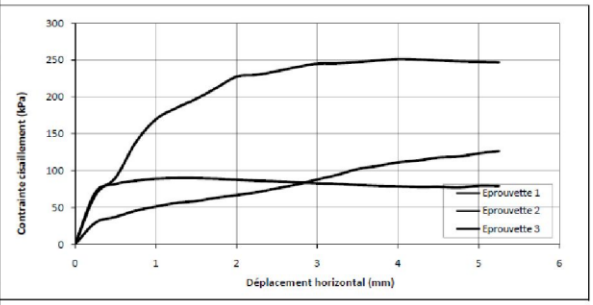
Cohésion (kPa)	*49.6*
Angle de frottement (°)	*21.4*

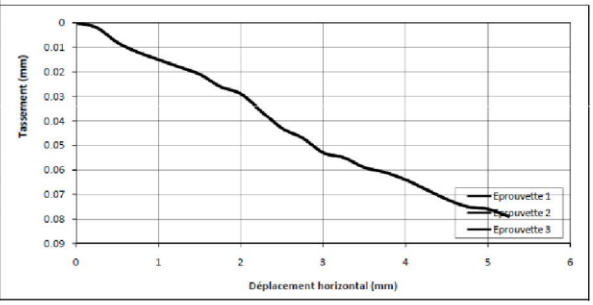
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière bouchougouf-souk ahras*		
Référence projet	*DL DE RG 131 25 112*	Profond. prélèvement (m)	*4.10-4.50m*
Numéro sondage	*PK94+400 SC94.02*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.018mm/min*	Orientation Prélèv.	

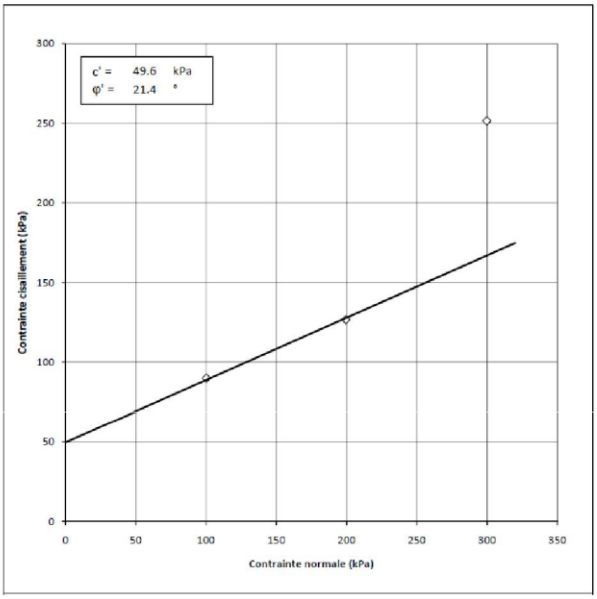




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - RESUME

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière bouchougouf-souk ahras*		
Référence projet	*DL DE RG 131 25 112*	Profond. prélèvement (m)	*4.10-4.50m*
Numéro sondage	*PK94+400 SC94.02*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.018mm/min*	Orientation Prélèv.	

Description échant. *Marne deschée friable 3ech sableux*

Densité des particules (Mg/m³) — Specimens tested submerged

CONDITIONS INITIALES	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3
Profondeur échantillon (m)			
Hauteur (mm)			
-		*60.0*	*60.0*
Diamètre (mm)	*60.0*	*60.0*	*60.0*
Section (mm²)	*2827.4*	*2827.4*	*2827.4*
Teneur en eau (mesurée) (%)			
Teneur en eau (initiale) (%)			
Densité volumique (Mg/m³)			
Densité sèche (Mg/m³)			
Indice des vides			
Degré de saturation (%)			

Indice des vides en fin de consolidation			

CISAILLEMENT			
Vitesse de cisaillement (mm/min)	*0.018000*	*0.018000*	*0.018000*
Résultats au pic			
Contrainte normale (kPa)	*100*	*200*	*300*
Contrainte cisaillement (kPa)	*90*	*127*	*251*
Déplacement horizontal (mm)	*1.25*	*5.25*	*4.00*
Tassement (mm)	*0.018*	*0.079*	*0.064*

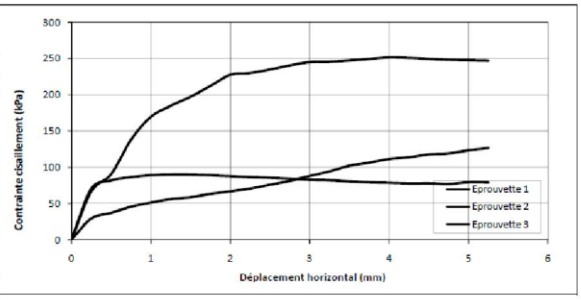
Cohésion (kPa)	*49.6*
Angle de frottement (°)	*21.4*

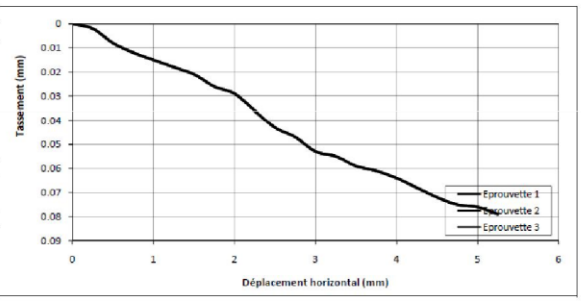
Commentaires

Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE - CISAILLEMENT DIRECT (in the small shearbox apparatus)
Selon NF P94-071-1
RAPPORT D'ESSAI - CISAILLEMENT

Localisation projet	*Ligne ferroviaire minière bouchougouf-souk ahras*		
Référence projet	*DL DE RG 131 25 112*	Profond. prélèvement (m)	*4.10-4.50m*
Numéro sondage	*PK94+400 SC94.02*	Type prélèvement	
Numéro échantillon	*V= 0.018mm/min*	Orientation Prélèv.	

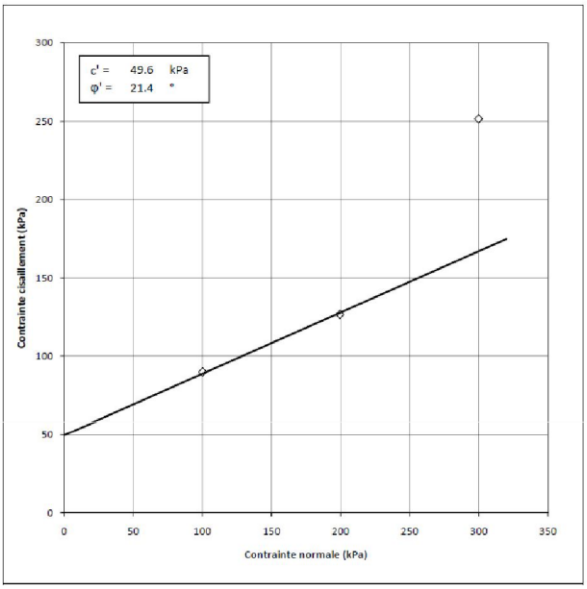




Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

PLOT ADJUSTMENTS

Best-fit line adjustments



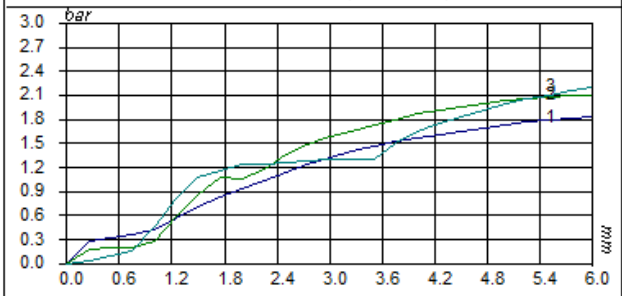
Opérateur	Vérifier	Approuver
Date	Date	Date

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTLIGNE **Projet :** L.M.F Bouchegou / Bouchegouf -souk Ahras

N° du point	DL DE RG 139 25 122	Type de boite	Ciculaire
Profondeur (m)	SC93-01(13.40-13.60m)	Dimention	6
Nature géologique	marne +morceaux de la marne dysodilique	Coef dynamométrique	0.105
Type d'essai	CU	Comparateur 1	1
Correction de la section		Comparateur 2	0
		Vitesse de cisaillement	1.2

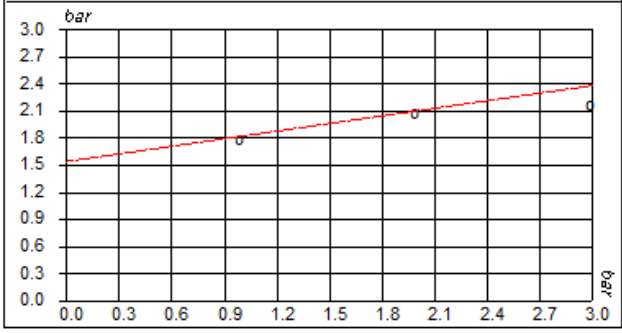
		B1	B2	B3	B4
W%	i				
	f				
Densité	γ_h				
	γ_d				

Résistance au cisaillement (bar / mm)



Tassement - gonflement (dep /mm)

Courbe intrinseque (bar / bar)



RESULTATS

Angle de frottement=15

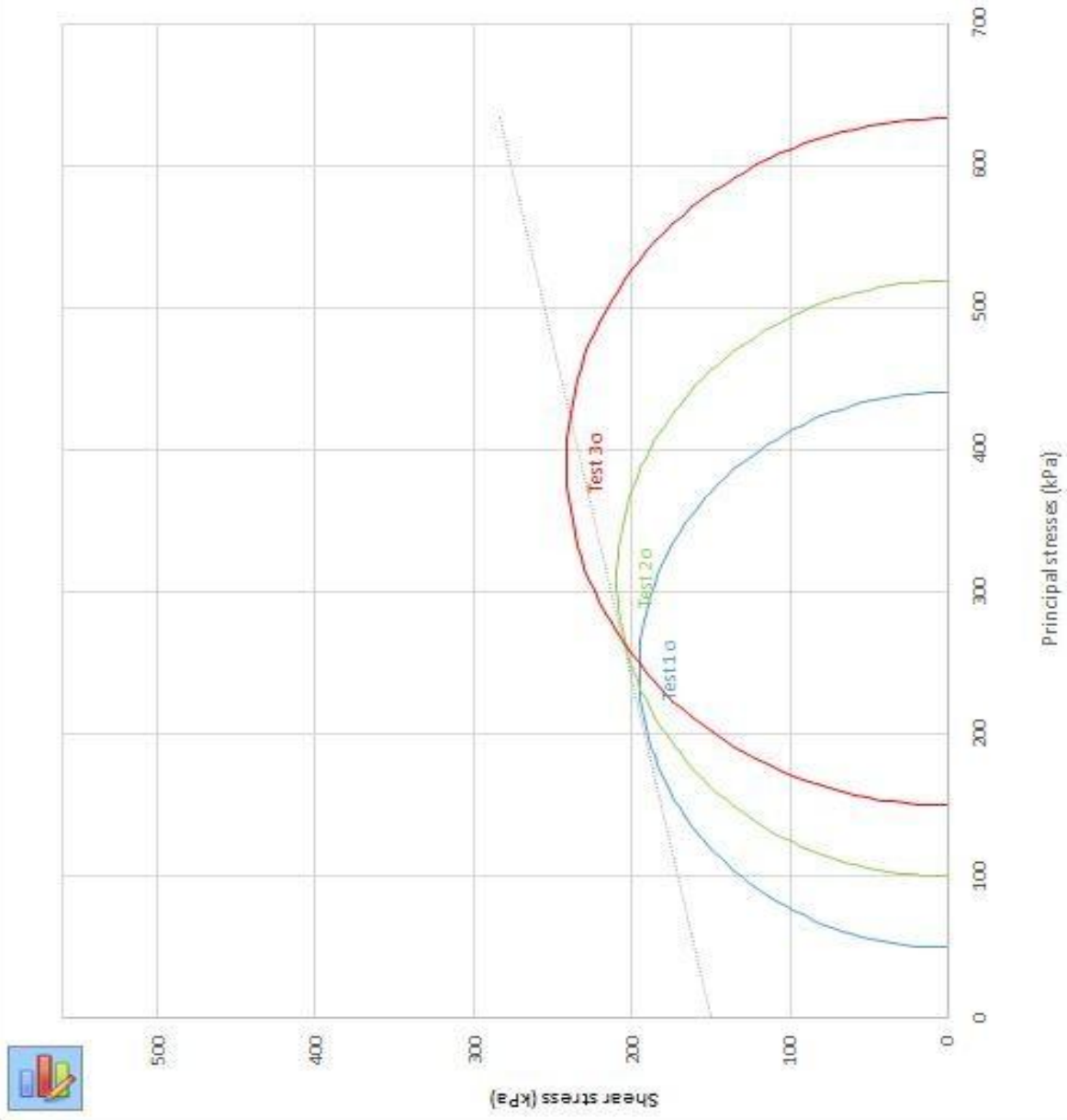
Cohesion=1.544

σ	τ
1	1.825
2	2.106
3	2.206

UNCONSOLIDATED UNDRAINED TRIAXIAL TEST

MOHR STRESS CIRCLES

Location	Ligne ferroviare miniere bouchegouf	Sample number	Ech01, Ech02, Ech03	
Job reference	DL DE RG 13125 112	Sample depth	1.10-1.50	m
Borehole reference	sc94.01			

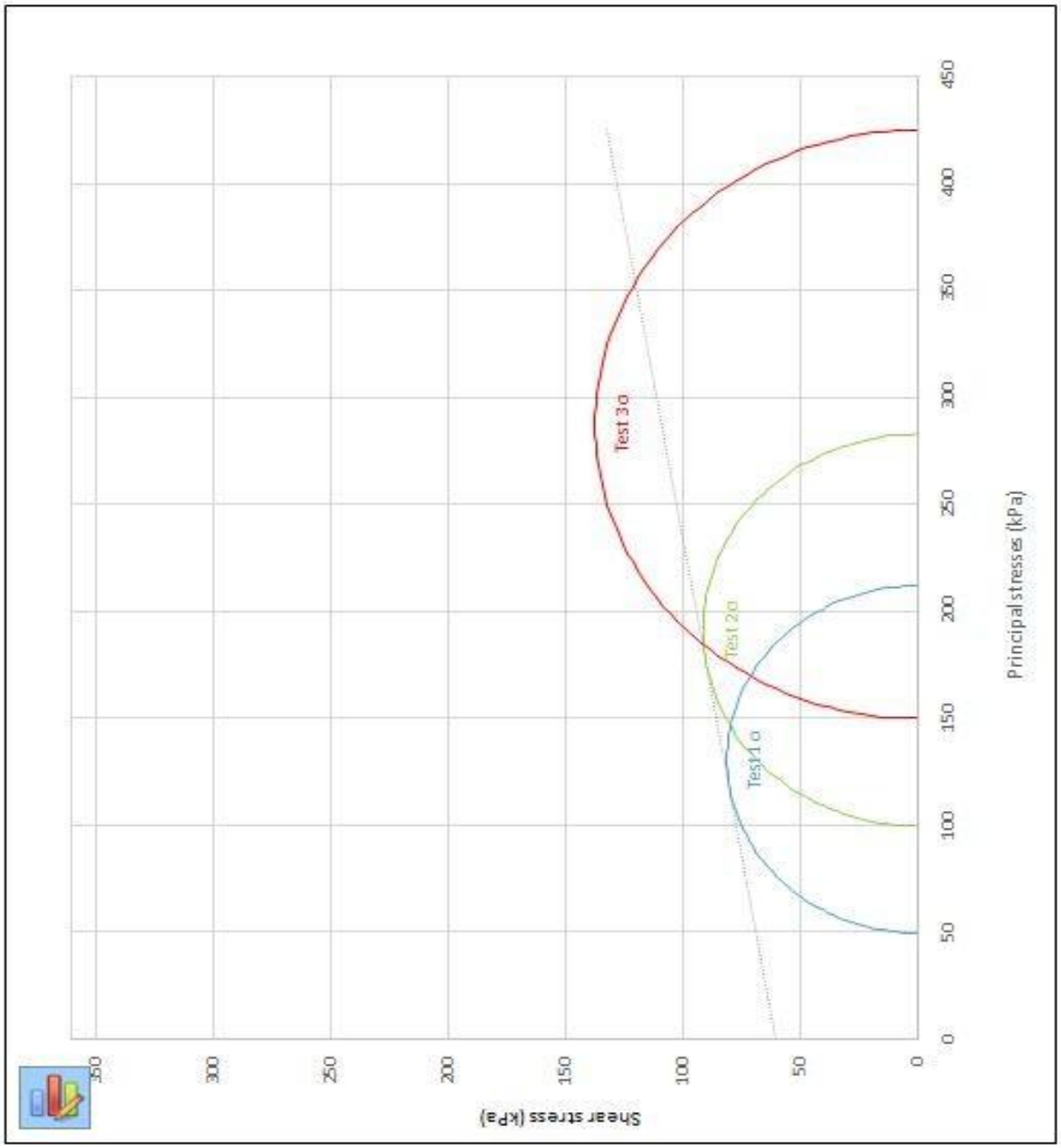


Apparent friction angle (ϕ_{uu})	11.9	°	Apparent cohesion (c_{uu})	149.2	kPa

UNCONSOLIDATED UNDRAINED TRIAXIAL TEST

MOHR STRESS CIRCLES

Location	Ligne ferroviare miniere bouchegouf	Sample number	Ech01, Ech02, Ech03	
Job reference	DL DE RG 13125 112	Sample depth	1.00-1.40	m
Borehole reference	sc94.01			

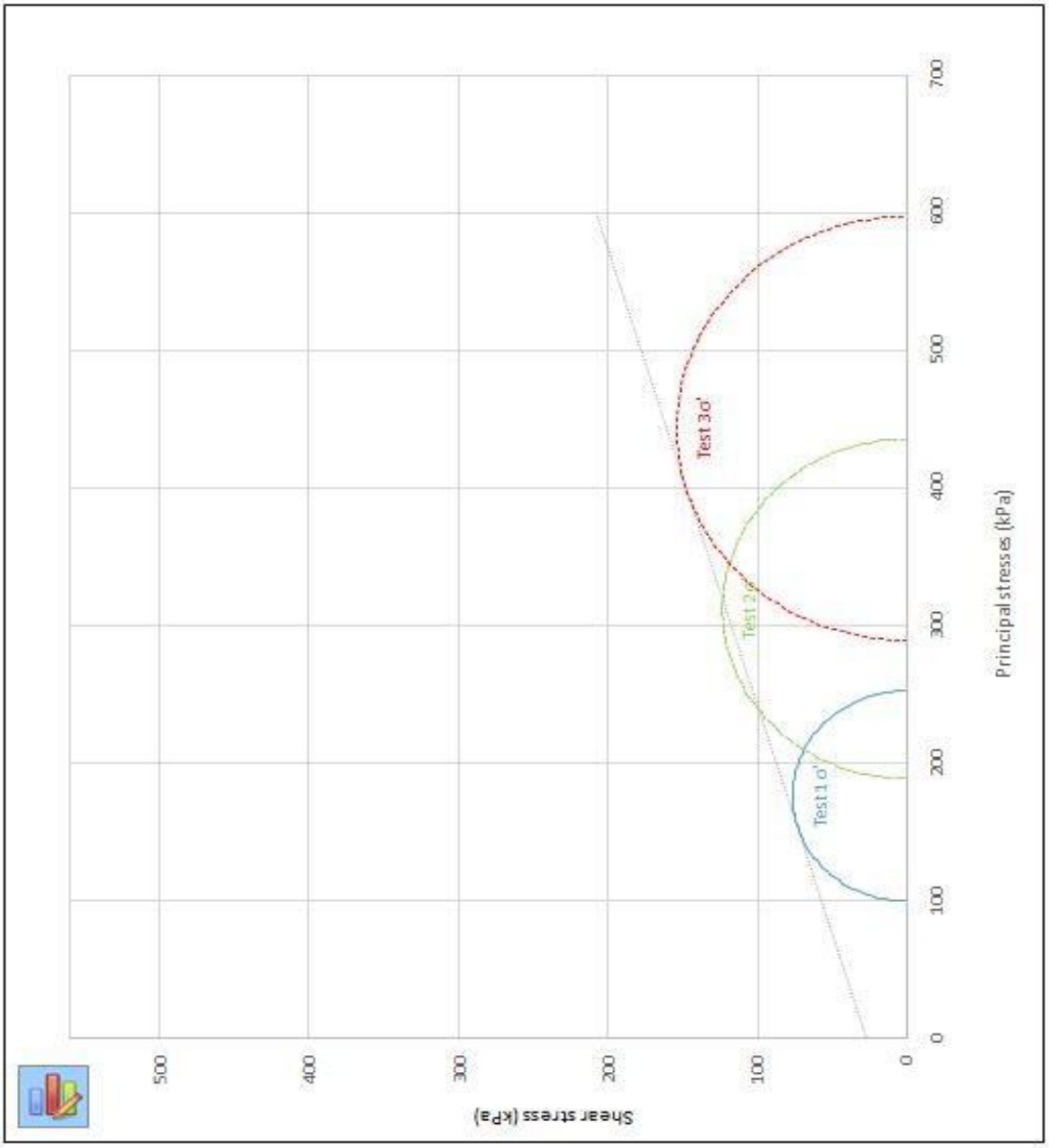


Apparent friction angle (ϕ_{uu})	9.7	°	Apparent cohesion (c_{uu})	59.8	kPa

EFFECTIVE STRESS TRIAXIAL TEST	CD

MOHR STRESS CIRCLES

Etude complémentaire tronçon bouchegouf souk ahras Gue		Sample number	ECH01, ECH02, ECH03	
Job reference	DL DE RG 120 25 98	Sample depth	1.00-1.40	m
Borehole reference	D-PK089+325			

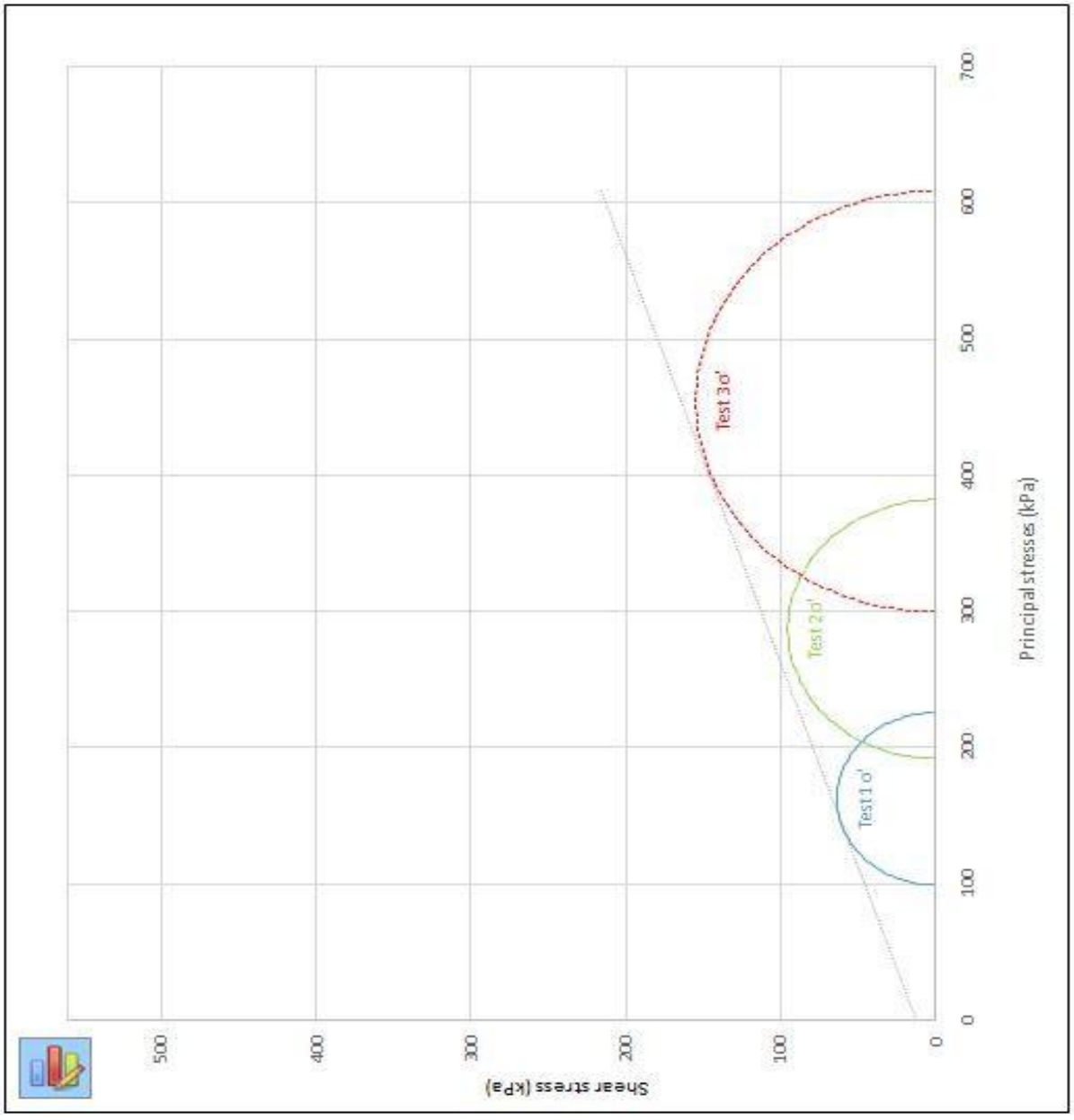


Effective cohesion (c')	27.3	kPa	Effective angle of friction (ϕ')	16.8	°

EFFECTIVE STRESS TRIAXIAL TEST

MOHR STRESS CIRCLES

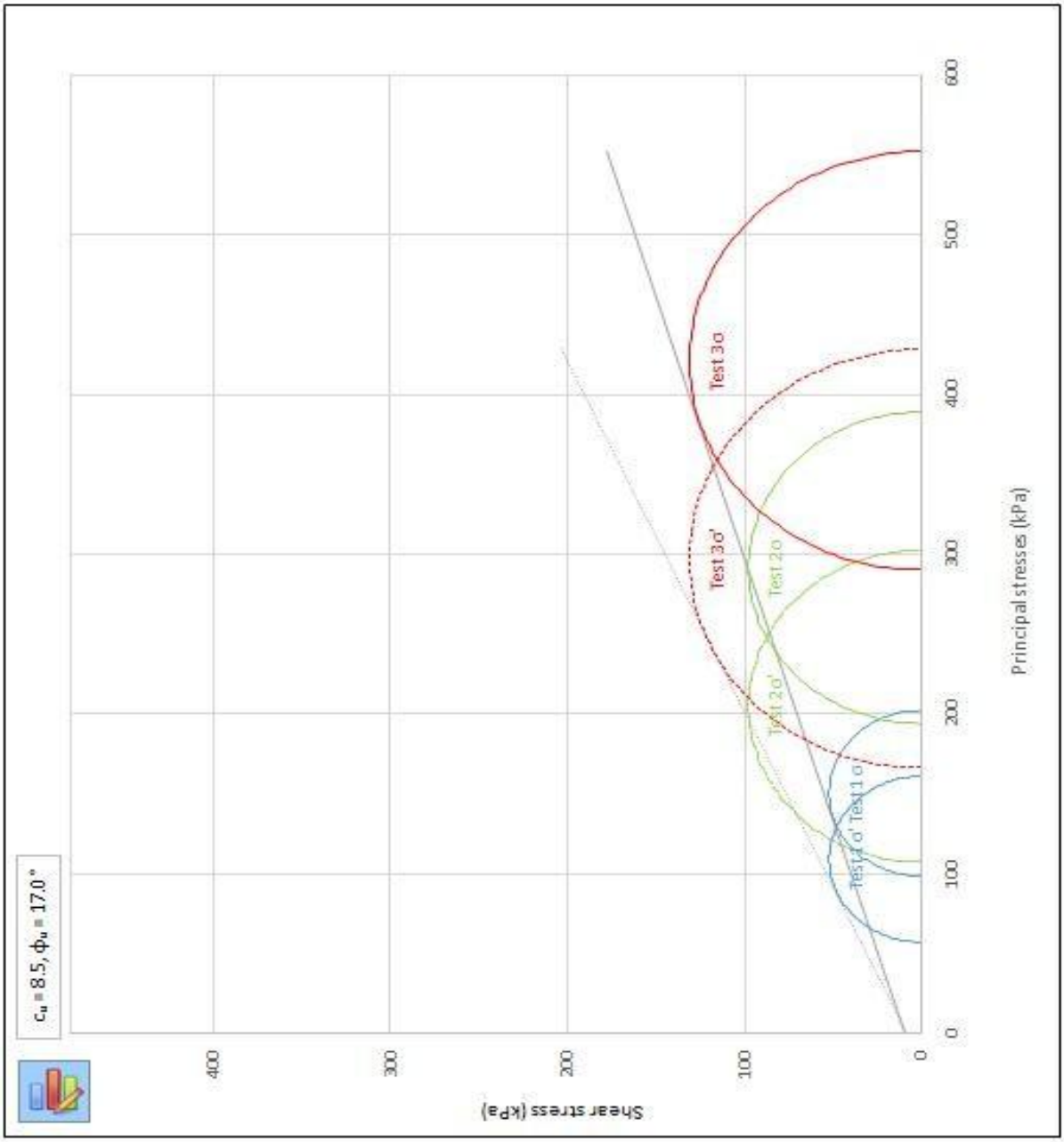
Location	Ligne ferroviaire miniere bouchegou	Sample number	Ech01, Ech02, Ech03	
Job reference	DL DE RG 131 25 112	Sample depth	2.50-3.00	m
Borehole reference	sc94.01 PK 94+225			



Effective cohesion (c')	11.9	kPa	Effective angle of friction (ϕ')	18.5	°

EFFECTIVE STRESS TRIAXIAL TEST	CU+U
MOHR STRESS CIRCLES	

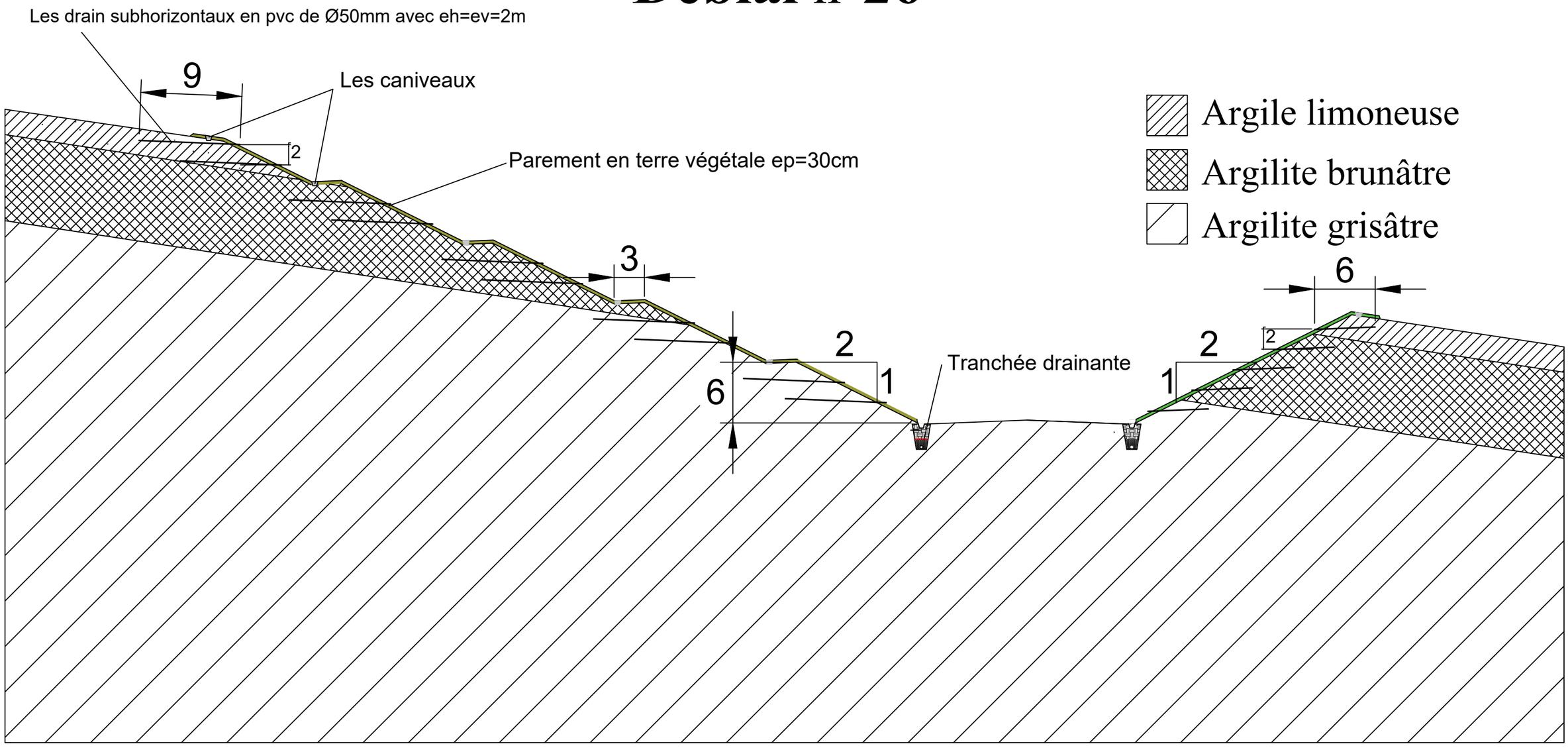
Ligne ferroviaire minière tronçon bouchougouf s.ahras		Sample number	ECH1, ECH02, ECH03	
Job reference	DL DE RG 123 25 100	Sample depth	1.10-1.50	m
Borehole reference	PK 91+550 SC 91.01			



Effective cohesion (c')	7.3	kPa	Effective angle of friction (ϕ')	24.6	°

Etude de stabilisation des déblais

Déblai n°26



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

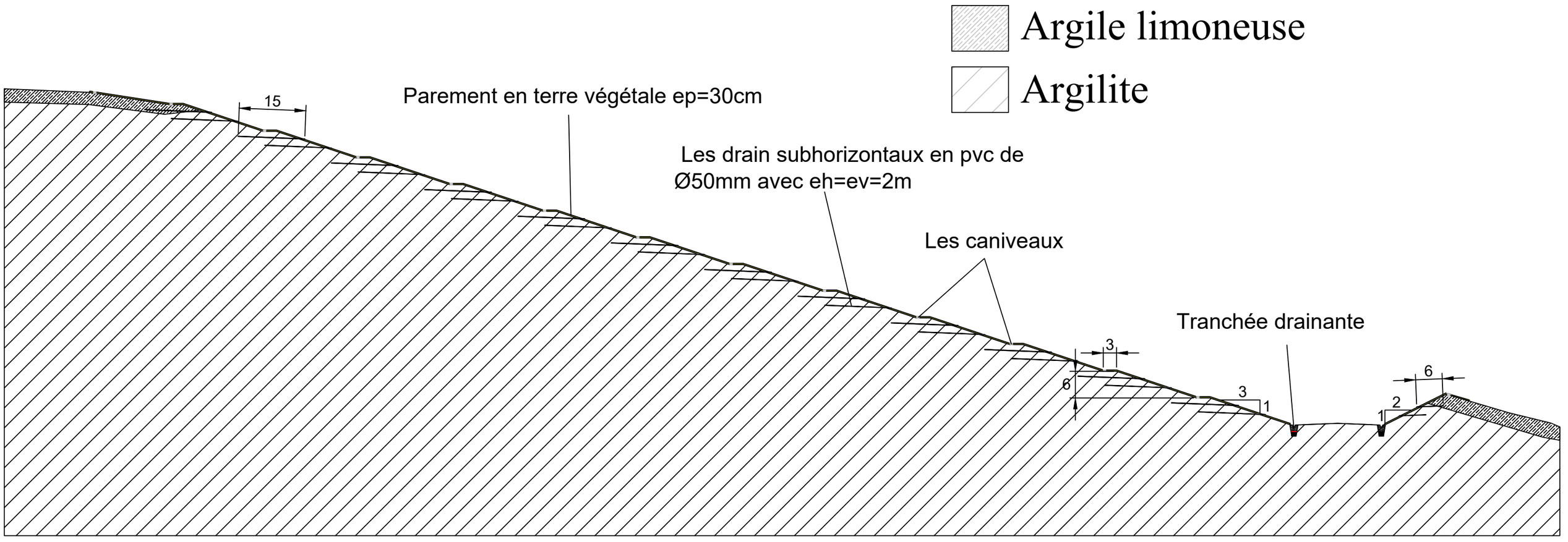
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne minière entre Bouchegouf et Soukahras Tronçon du PK89 au PK103	HAMMOUDI Mohamed BENANI Abderahmene	Ing KERKAR Slim Mr TAKI Mohamed	1:400	Profil type de déblai n°26	2025 / 2026

Déblai n°**27**



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

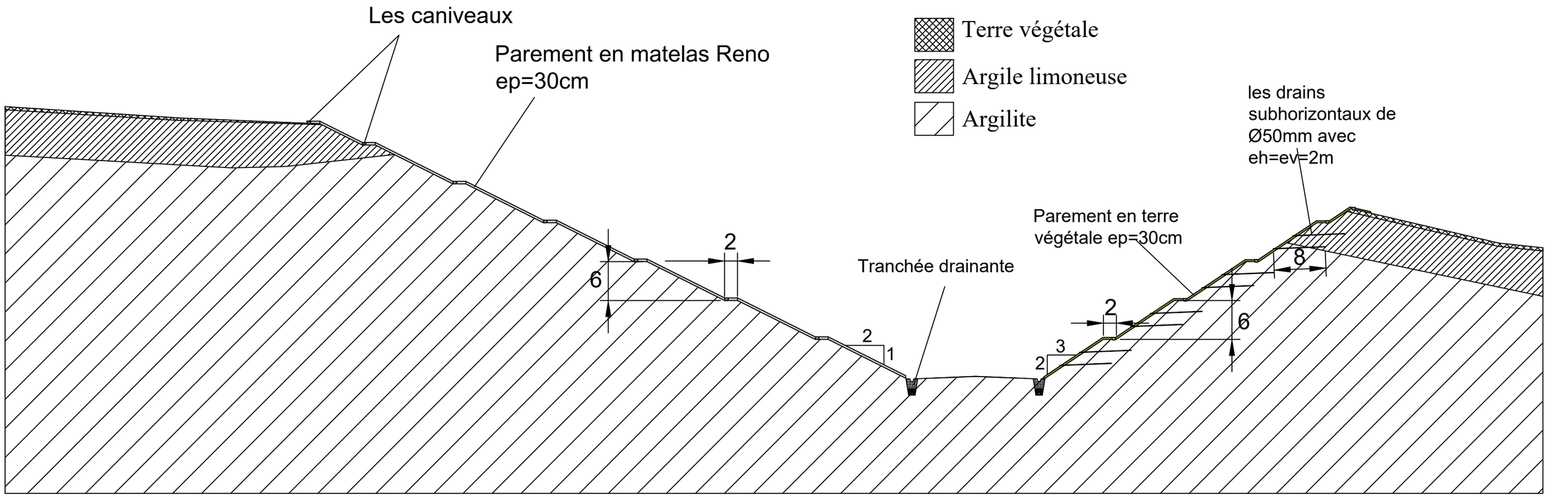
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne minière entre Bouchegouf et Soukahras Tronçon du PK89 au PK103	HAMMOUDI Mohamed BENANI Abderahmene	Ing KERKAR Slim Mr TAKI Mohamed	1:850	Profil type de déblai n°27	2025 / 2026

Déblai n°28



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

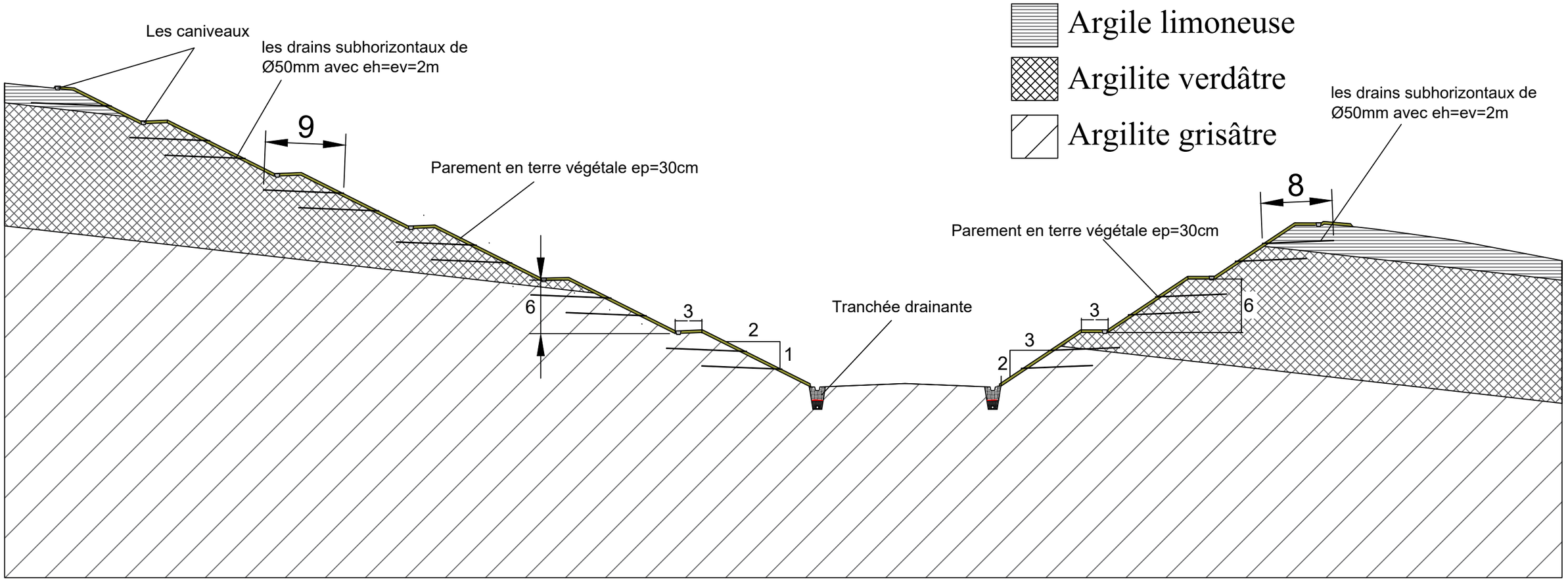
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne minière entre Bouchegouf et Soukahras Tronçon du PK89 au PK103	HAMMOUDI Mohamed BENANI Abderahmene	Ing KERKAR Slim Mr TAKI Mohamed	1:600	Profil type de déblai n°28	2025 / 2026

Déblai n°**29**



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de stabilité des terrains des travaux de terrassement du projet de la ligne minière entre Bouchegouf et Soukahras Tronçon du PK89 au PK103	HAMMOUDI Mohamed BENANI Abderahmene	Ing KERKAR Slim Mr TAKI Mohamed	1:450	Profil type de déblai n°29	2025 / 2026