

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



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

جامعة سعد دحلب البليدة

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية الهندسة المدنية

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL

OPTION : " GEOTECHNIQUE "

Thème :

**Etude de la stabilité et de renforcement d'un
remblai sur un sol argileux appartenant à une voie
ferrée située à la wilaya de Khenchla**

Établie par :

Laraba Zakarya

Doufana Mohamed

Promoteur :

Dr. Yacine SAIL

Promotion 2022/2023

REMERCIEMENTS

Notre travail n'aurait pas été possible sans l'aide, la patience et les précieux conseils de nombreuses personnes, et nous tenons à leur exprimer notre profonde gratitude.

Nous remercions tout d'abord Dieu le tout-puissant et miséricordieux pour nous avoir donné la force, le courage et la santé nécessaires pour mener à bien ce projet.

Nous sommes également reconnaissants envers notre promoteur, le Dr. Yacine SAIL, pour son soutien et ses conseils tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers le Pr. Ali BOUAFIA et le Pr. Amar Bouzid pour avoir partagé leur vaste expérience avec nous et pour avoir répondu à toutes nos questions avec patience et diligence.

Nous sommes également reconnaissants envers l'ingénieur géotechnique de l'entreprise Cosider Engineering pour son soutien précieux et ses conseils avisés.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des membres du jury pour leur temps et leur expertise, ainsi que tous les enseignants du département de génie civil de la faculté de technologie de Saad Dahlab Blida 1 pour leur enseignement de qualité.

Enfin, nous tenons à remercier tous les étudiants de notre promotion géotechnique 2021/2022 pour leur soutien et leur amitié tout au long de notre parcours universitaire.

Nous sommes profondément reconnaissants envers toutes ces personnes et nous leur adressons nos sincères remerciements.

بسم الله الرحمن الرحيم،

أود أن أبدأ بالحمد والشكر لله على نعمه العظيمة وتوفيقه الذي منحنا الفرصة لإنجاز هذا العمل. وأسأله سبحانه وتعالى أن يجعله في ميزان حسناتنا، وأن يرضى عنا ويرحمنا

ولا يسعني إلا أن أعبر عن امتناني وتقديري العميق لأهلي وأحبابي الذين كانوا الداعمين الحقيقيين لي في كل مرحلة من حياتي، ولا يمكنني أن أنسى تضحياتهم ودعمهم المستمر لي. فشكري الخاص يذهب إلى أمي الحبيبة، وأبي الغالي، وإخوتي الأعزاء، الذين كانوا دوماً بجانبني ووقفوا بجانبني في كل الأوقات

وأيضاً، أشكر كل من ساهم في تحقيق هذا العمل من زملائي في العمل وأصدقائي، والمعلمين والأساتذة الذين ساعدوا في بناء شخصيتي وتطوير مهاراتي. لقد كنتم دعماً حقيقياً وسنداً قوياً لي، وأشكركم من كل قلبي

وأخيراً، أدعو الله أن يمنّ علينا جميعاً بالخير والتوفيق، وأن يجعلنا دوماً في خدمة هذا الوطن الغالي، وأن يعيننا على فعل الخير والإحسان للجميع. اللهم آمين

Dédicaces

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie, mon paradis, à la prunelle de mes yeux, à la source de ma joie et mon bonheur, ma lune et le fil d'espoir qui allumer mon chemin, ma moitié, maman.

Celui qui ma fait un homme, ma source de vie, d'amour et d'affection, à celui qui cherchait mon confort et ma réussite, mon chère papa.

À mon frère Ahmed, mon support qui était toujours a mes cotes pour me soutenir et m'encourager, et pour l'amour qui me réserve.

À ma grande sœur qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.

À mon adorable petite sœur qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

À mon encadreur Dr. SAIL YACINE.

Sans oublier mon frère Abdelkader pour son soutien moral.

À tout ce qui ont participé à ma réussite et à tous qui m'aime, Hachani, Ridha, Ali, Riad, Salah.

ملخص :

هذا العمل الحالي يندرج ضمن إطار تنفيذ الخط الحديدي الجديد الذي يربط ولاية خنشلة بعين البيضاء (ام البواقي). الهدف الرئيسي هو دراسة استقرار الملامح في الأماكن الرملية والحفرية الأكثر عدم ميلاً المكتشفة في منطقة الدراسة والمستندة إلى تربة طينية قابلة للانضغاط.

تم تفسير النتائج التي تم Plaxis 2D لتحقيق هذا الهدف، اعتمدنا نهجاً علمياً يتضمن نمذجة المشكلة باستخدام برنامج الحصول عليها من حملة الاستكشاف الجيوتقني لتوصيف تكوين الموقع المدروس وإعداد نموذج للأرض.

من أجل تقليل قيمة انخفاض الرمل، تم اقتراح تقنية تعزيز بواسطة أقمشة جيوتكستائل كحلاً، مع مراعاة الجوانب التقنية والاقتصادية. تم تحسين استقرار الملامح في الأماكن الحفرية والرملية من خلال اقتراح إعادة تشكيلها مع إضافة منصات

كلمات مفتاحية: تربة طينية قابلة للانضغاط، تعزيز الرمل، استقرار الحفر، انخفاض، جيوتكستائل، إعادة تشكيل، نمذجة رقمية.

Résumé :

Ce présent travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire liant la wilaya de Khenchla à Ain Beida (Oum-El-Bouaghi). L'objectif principal est d'étudier la stabilité des profils en remblai et en déblai les plus défavorables, détectés dans la zone d'étude et reposant sur un sol argileux compressible.

Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel Plaxis 2D. Les résultats obtenus à partir de la campagne de reconnaissance géotechnique ont été interprétés afin de caractériser la lithologie du site étudié et d'établir un modèle du terrain.

Dans le but de limiter la valeur du tassement du remblai, une technique de renforcement par nappes de géotextiles a été proposée comme solution, en tenant compte de l'aspect technico-économique. La stabilité au glissement des profils en déblai et en remblai a été améliorée en proposant un reprofilage avec ajout de banquettes.

Mots clés : Sol compressible, renforcement des remblais, stabilisation des déblais, tassement, géotextile, reprofilage, modélisation numérique.

Abstract:

This current work is part of the realization of the new railway line connecting the province of Khenchla to Ain Beida (Oum-El-Bouaghi). The main objective is to study the stability of the most unfavorable embankment and cut profiles detected in the study area, which are based on compressible clay soil.

To achieve this objective, we have adopted a scientific approach that involves modeling the problem using the Plaxis 2D software. The results obtained from the geotechnical reconnaissance campaign were interpreted to characterize the lithology of the study site and establish a terrain model.

In order to limit the settlement value of the embankment, a reinforcement technique using geotextile layers has been proposed as a solution, taking into account the technical and economic aspects. The stability against sliding of the cut and embankment profiles has been improved by proposing reprofiling with the addition of berms.

Keywords: Compressible soil, embankment reinforcement, cut stabilization, settlement, geotextile, reprofiling, numerical modeling.

Table des matières

Chapitre I : Etude bibliographique sur la réalisation des remblais sur sols compressibles Et les méthodes de renforcement	
I.1. Introduction	19
I.2. Définition des sols compressibles	19
I.2.1 Caractéristiques des sols compressibles	22
I.3. Le Remblai	23
I.3.1. Les type de remblai	24
I.3.2. Construction par étape.....	25
I.3.2.1. Banquette latérale	26
I.3.2.2. Surcharge temporaire	26
I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	26
I.4.1. Problèmes de stabilité	27
I.4.2. Problèmes de tassement	27
I.4.3. Efforts sur les ouvrages voisins.....	28
I.4.4. Ecoulement des eaux	29
I.5. Méthodes courantes de construction du remblai sur sols compressibles	30
I.6. Méthodes de dimensionnement des remblais	30
I.7. Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai	32
I.8. Choix des matériaux de remblai à partir de la classification du GTR	34
I.8.1. Informations nécessaires pour l'établissement de la classification GTR	34
I.8.1.1. Les matériaux meubles	34
I.8.1.2. Les matériaux rocheux.....	35
I.8.1.3. Les matériaux de sols organiques et sous-produits industriels	35
I.8.2. Les étapes d'application du guide GTR pour l'utilisation des matériaux en remblai ...	35
I.8.2.1. Classification des matériaux selon le GTR, 1ère étape.....	35
I.8.2.2. Précision des conditions d'utilisation de chaque classe de matériau, 2ème étape ...	38
I.9. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais	38

I.9.1. Études de la stabilité des pentes.....	40
I.9.1.1. Méthodes analytiques	40
I.9.1.1.1. Méthodes d'équilibre limite	41
I.9.1.1.2. Méthode de l'analyse limite	42
I.9.1.2. Méthodes numériques	43
I.9.1.2.1. La méthode des éléments finis.....	43
I.9.1.2.2. La méthode des différences finies.....	44
I.10. Le compactage des remblais.....	44
I.10.1. Le matériel de compactage.....	44
I.10.2. Les objectifs de compactage.....	45
I.10.3. Le contrôle du compactage.....	45
I.11. Choix d'une méthode d'amélioration des remblais édifiés sur sol compressible.....	45
I.12. Les types de renforcement.....	49
I.12.1. Technique Pneu sol.....	49
I.12.2. Renforcement par grillage ou par treillis métalliques.....	49
I.12.3. Renforcement par géotextiles.....	50
I.12.3.1. Définition.....	50
I.12.3.2. Mode d'action	51
I.13. Conclusion.....	51

Chapitre II : Présentation du projet

II.1. Introduction	52
II.2. Présentation de la wilaya de Khenchla.....	52
II.2.1. Localisation.....	52
II.2.2. Relief	53
II.2.3. Climat.....	54
II.3. Situation géographique du projet.....	56
II.4. Présentation du projet.....	57

II.4. Objectifs du projet.....59

Chapitre III : Interprétation des données géotechniques

III.1.
Introduction.....60

III.2. Reconnaissance géologique du site.....60

III.2.1. Données
géologiques.....60

III.3. Hydrologie et
hydrogéologie62

III.4. Campagne d’investigation géotechnique in-situ.....65

III.5. Résultats des essais in-situ65

III.5.1. Puits de reconnaissance65

III.5.2. Les sondages carottés66

III.5.3. Sondages
pressiométrique71

III.5.4. Essais de pénétration dynamique72

III.6. Campagne d’investigation géotechnique au laboratoire.....79

III.7. Analyse chimique.....80

III.7.1. Agressivité des sols.....80

III.7.2. Risque de dissolution des gypses.....81

III.8. Interprétation des résultats des essais de laboratoire.....82

III.8.1. Résultats de puits de reconnaissances.....82

III.8.2. Résultats des sondages carottés.....83

III.9.
Conclusion.....84

Chapitre V : Etude de stabilité des remblais et déblais sur un sol compressible modélisé par Plaxis 2D

IV Introduction.....	85
IV.2. Présentation du logiciel.....	85
IV.3. Fonctionnement du logiciel.....	85
IV.4. Présentation des cas étudiés.....	86
IV.5. Calcul du tassement.....	86
IV.5.1. Analyse numérique.....	86
IV.5.2. Description du modèle.....	86
IV.5.2.1. Géométrie du modèle.....	86
IV.5.2.2. Conditions aux limites.....	87
IV.5.2.3Maillage.....	87
IV.5.2.4. Les conditions initiales.....	88
IV.5.2.5. Résultats et discussion	88
IV.6. Étude de la stabilité du remblai et du déblai.....	100
IV.6.1. Stabilité du remblai.....	100
IV.6.1.1. Justification de la stabilité au poinçonnement.....	101
IV.6.1.2. Justification de la stabilité au glissement rotationnel.....	102
IV.6.2. Stabilité du déblai.....	107
IV.7.Conclusion.....	113
Conclusion générale	114

Liste des figures

Figure 1.1 : (a) Représentation d'un feuillet (b) vue au microscope électronique à balayage d'une argile (la kaolinite).....	20
Figure 1.2 : Les limons.....	21
Figure 1.3 : Les marnes.....	22
Figure 1.4 : Remblai routier.....	25
Figure 1.5 : Etape de construction d'un remblai.....	25
Figure 1.6 : Surcharge temporaire du remblai.....	26
Figure 1.7 : Surcharge temporaire du remblai.....	26
Figure 1.8 : Rupture par poinçonnement.....	27
Figure 1.9 : Tassement et déformation latérale de l'assise du remblai.....	27
Figure 1.10 : Efforts parasites liés aux mouvements sous le remblai.....	28
Figure 1.11 : Exemple sur l'effet de l'écoulement des eaux dans un remblai.....	29
Figure 1.12 : Les méthodes courantes de construction des remblais sur sols compressible...30	
Figure 1.13 : La construction par couches du remblai.....	31
Figure 1.14 : Remblai isolé.....	32
Figure 1.15 : Répartition des contraintes à la base du remblai.....	32
Figure 1.16 : Augmentation progressive du poids volumique dans un remblai.....	33
Figure 1.17 : Phasage de la construction d'un remblai par couches.....	33
Figure 1.18 : Résumé des trois niveaux pour la classification des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000)	36
Figure 1.19 : Classification des matériaux selon leur nature (Setra and LCPC 2000).....	37
Figure 1.20 : Schématisation du déroulement de la précision des conditions d'utilisation des matériaux.....	38

Figure 1.21 : Conditions d'utilisation des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000).....	39
Figure 1.22 : État des contraintes le long de la courbe de rupture.....	40
Figure 1.23 : Surface de rupture potentielle.....	40
Figure 1.24 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.....	41
Figure 1.25 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements. (SERTIER, 2006).....	46
Figure 1.26 : Technique de pré chargement combinés avec des drains verticaux.....	47
Figure 1.27 : Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie.....	48
Figure 1.28 : Plage d'utilisation optimale des procédés du traitement.....	49
Figure 1.29 : Renforcement par grillage ou treillis métalliques.....	49
Figure 1.30 : Les types de géotextiles : (a) : Tissé ; (b) : non tissé.....	50
Figure 2.1 . Situation géographique de la Wilaya de Khenchela.....	53
Figure 2.2 . Les reliefs de la wilaya de Khenchela.....	54
Figure 2.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	54
Figure 2.4 : Carte satellite de la zone du projet étudié.....	56
Figure 2.5 : Section en remblai la plus défavorable situé au PK 20+400.....	58
Figure 2.6 : Section en déblai la plus défavorable située au PK 28+400.....	58
Figure 3.1 : Carte géologique de la zone du projet ferroviaire.....	61
Figure 4.1 : Géométrie du modèle.....	87
Figure 4.2 : Maillage du modèle.....	88
Figure 4.3 : déplacement totale sans renforcement.....	89
Figure 4.4 : Champs de déformation sans renforcement.....	89
Figure 4.5 : Déplacement total avec une nappe de géotextile (Variante 1).....	91
Figure 4.6 : Déplacement total avec deux nappes de géotextile (Variante 1).....	91

Figure 4.7: Déplacement total avec trois nappes de géotextile (Variante 1).....	92
Figure 4.8 : Déplacement total avec quatre nappes de géotextile (Variante 1).....	93
Figure : 4.9 : Déplacement total avec cinq nappes de géotextile (Variante 1).....	93
Figure 4.10 : Déplacement total avec six nappes de géotextile (Variante 1).....	94
Figure 4.11 : Champs du déplacement total avec six nappes de géotextile (Variante 1).....	94
Figure 4.12 : Déplacement total (sans et avec renforcement) (Variante 1).....	95
Figure 4.13 : Déplacement total avec deux nappes de géotextiles disposés en tête du remblai (chaque 50 cm) (Variante 2).....	96
Figure 4.14 : Déplacement total avec trois nappes de géotextiles (Variante 2).....	97
Figure 4.15 : Déplacement total avec quatre nappes de géotextiles (Variante 2).....	97
Figure 4.16 : Déplacement totale avec cinq nappes de géotextile (Variante 2).....	98
Figure 4.17 : Modèle étudié du remblai sans reprofilage.....	104
Figure 4.18 : Facteur de sécurité du remblai sans reprofilage (à court terme).....	104
Figure 4.19: Modèle étudié du remblai sans reprofilage.....	105
Figure 4.20 : Facteur de sécurité du remblai sans reprofilage (à long terme).....	105
Figure : 4.21 : Modèle étudié du remblai après reprofilag.....	106
Figure 4.22 : Facteur de sécurité du remblai après reprofilage (à court terme).....	106
Figure 4. 23: Facteur de sécurité du remblai après reprofilage (à long terme).....	107
Figure 4.24: Modèle étudié du déblai avant reprofilage.....	108
Figure 4.25 : Facteur de sécurité avant reprofilage.....	109
Figure 4.26 : Facteur de sécurité à long terme avant reprofilage.....	109
Figure 4.27 : Modèle étudié du déblai après reprofilage.....	111
Figure 4.28: Facteur de sécurité du déblai après reprofilage (à court terme).....	111
Figure 4.29 : Facteur de sécurité du déblai après reprofilage (à long terme).....	112

Annexes :

ANNEXE 01-RESULTAS DES ESSAIS IN SITU

PHASE APD :

Standard pénétration teste SC-OB-[09---14]	[2-7]
PUIT de reconnaissance PU-OB-[14—24]	[24-32]
(PUIT DE RECONNAISSANCES) PU 03 - PU 04	[73-74]
LES PUITES DE RECONNAISSANCES : (PUITES PR 01C- PUITES R 29C)	[76-113]
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE (SP06-SP11)	[115-145]
ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE Essai N [13-21]	[281-293]

RESULTAS DES ESSAIS IN SITU

PHASE EXECUTION :

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE (SP 02C-SP 08C)	[147-280]
---	-----------

COUPE LITHOLOGIQUE DES SONDAGES CAROTTES

Sondage SC-[02C - 08C] PK 20+00 ----PK30+00	[234 -262]
---	------------

ANNEXE 02– ESSAIS DE LABORATOIRE

PHASE APD

LIMITE D'ATERBERG [SC-OB-09-14 -- SC-OB-14-14]	[295-300]
Analyse Granulométrique [SC-OB-09-14- SC-OB-14-14]	[301-306]
ESSAI AU CISAILLEMENT RECTILIGNE [SC-OB-09-14- SC-OB-09-14].....	[307-312]
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE [SC-OB-09-14- SC-OB-09-14].....	[313-323]
LIMITE D'ATERBERG [PU-OB-16-14-- PU-OB-25-14]	[324-328]

Analyse Granulométrique [PU-OB-16-14-- PU-OB-25-14]	[329-333]
Essai Proctor [PU-OB-16-14-- PU-OB-25-14]	[334-342]
Essai CBR [PU-OB-16-14-- PU-OB-25-14]	[343-347]
LIMITE D'ATERBERG [SC01 –SC02]	[348-351]
Analyse Granulométrique SC02-SC04	[352-364]
ESSAI AU CISAILLEMENT RECTILIGNE- DIRECT ET COMPRESSIBILITE A L'odomètre [SC1 –SC2]..	[365-372]

ANNEXE 02 – ESSAIS DE LABORATOIRE

PHASE EXECUTION :

PROCES VERBAL

Granulométrique+Teneur en eau+la masse volumique+LIMITE D'ATERBERG+ L'ANALYSE	[372-381]
CHIMIQUE +VBS + ESSAI AU CISAILLEMENT a la boîte [Sc02-SC21]	[382-500]
Analyse Granulométrique+ LIMITE D'ATERBERG + Essai Proctor+ VBS + ESSAI CBR imbibé [PR5-PR25].....	[500-632]

±

Liste de tableaux

Tableau 1.1 : Propriétés caractéristique des sols compressible.....	22
Tableau 1.2 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.....	30
Tableau1.3 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994).....	45
Tableau 2.1 : relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008.....	54
Tableau 2.2 : les coefficients d'accélération (A) dépendront du type de l'ouvrage (groupe d'usage) et de la sismicité de la zone.....	54
Tableau 3.1 : Liste des sondages carottés réalisés sur la zone d'étude.....	62
Tableau 3.2 : Liste des sondages pressiométrique réalisés sur la zone d'étude.....	63
Tableau 3.3 : Liste des puits de reconnaissance réalisés sur la zone d'étude.....	63
Tableau 3.4 : Liste des sondages des pénétrations dynamique lourd réalisés sur la zone d'étude.	64
Tableau 3.5 : Synthèse des résultats des sondages pressiométrique.....	66
Tableau 3.6 : Synthèse des résultats des essais de pénétration dynamique	70
Tableau 3.7 : Synthèse des résultats essais au résistances au pointe.....	71
Tableau 3.8 : Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque puits de reconnaissance.....	74
Tableau 3.9 : Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque sondage carotté (phase APD).....	76
Tableau 3.10 : Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque Sondage carotté (phase d'exécution).....	77
Tableau 3.11 : les résultats des essais mécanique et physique des sondages carottes (phase D'exécution).....	78
Tableau 3.12 : agressivité des sols.....	79
Tableau 3.13 : Norme relative à la classification de l'environnement agressif (NF P 18-011,1992).....	80
Tableau 3.14 : Interprétation des résultats de dissolution de gypse.....	80

Tableau 4.1 : Caractéristiques du remblai, du déblai et du sol support.....	85
Tableau 4.2 : Caractéristiques du géotextile.....	89
Tableau 4.3 : Résultats des déplacements sans et avec renforcement (variante 1).....	93
Tableau 4.4 : les résultats de déplacements (sans et avec renforcement).....	97
Tableau 4.5 : Synthèse des valeurs geomécaniques moyennes à court terme.....	98
Tableau 4.6 : Synthèse des valeurs geomecaniques moyennes à long terme.....	99
Tableau 4.7 : Justification au poinçonnement à la base des remblais.....	100
Tableau 4.8 : Résultats de calcul de stabilité du remblai avant reprofilage.....	108
Tableau 4.9 : Résultats de calcul de stabilité du déblai avant reprofilage.....	105
Tableau 4.10 : Résultats de calcul de stabilité du remblai après reprofilage.....	107

Liste des symboles et abréviations

Notations

C	La cohésion des sols.
E	Module d'Young.
EA	Rigidité axiale.
F_s	Coefficient de sécurité.
γ_d	Poids volumique sec.
γ_{sat}	Poids volumique saturé.
φ	Angle de frottement de sol.
ν	Coefficient de Poisson.
C'	La cohésion effective.
φ'	L'angle de frottement effectif.
I_p	Indice de plasticité.
W_L	Limite de liquidité
S_i	Tassement immédiat
S_c	Tassement de consolidation
S_f	Tassement de fluage

Abréviations

GTR : guide de terrassement routier.

UIC719R : union international des chemins de fer

Introduction générale

Le sol est un matériau largement utilisé dans la construction en raison de sa disponibilité et de son cout, ce qui représente ses principaux avantages. Cependant, ses propriétés mécaniques ne sont pas toujours satisfaisantes, ce qui peut entrainer de nombreux problèmes lors de la construction de grandes structures. En particulier, la construction d'un remblai sur un sol compressible soulève plusieurs préoccupations liées aux caractéristiques géotechniques du sol compressible, telles que sa faible résistance au cisaillement.

Par ailleurs, les routes et les chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles situés dans des zones à topographie défavorable se qui entraine la formation de profils en remblais et de déblais.

Pour améliorer le comportement d'un remblai sur un sol compressible, il existe plusieurs techniques de renforcement des sols, telles que l'utilisation de géo synthétiques, d'inclusions rigides ou de colonnes ballastées. Les objectifs de renforcement des sols, que ce soit par des actions physiques telles que les vibrations ou par l'inclusion d'éléments dans le sol, sont les suivants :

- Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement.
- Réduire les tassements, à la fois absolus et différentiels, et le cas échéant les accélérer.
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

Les méthodes de renforcement sont généralement utilisées pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages construits sur des sols compressibles.

Dans ce contexte, l'objectif principal de cette étude est d'analyser numériquement, à l'aide du logiciel PLAXIS, le comportement d'un remblai de grande hauteur renforcé par géotextile sur un sol compressible, ainsi que le comportement d'un déblai de grande hauteur reprofilé. Ce travail est structuré en quatre chapitres :

- I. Le premier chapitre présente une généralité sur les sols compressibles, les remblais et les problèmes rencontrés lors de la construction de remblais sur des sols compressibles. Il aborde également les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité.
- II. Le deuxième chapitre présente le site d'étude et sa situation géographique.

- III. Le troisième chapitre présente la géologie, l'hydrologie du site et les différentes caractéristiques géotechniques du sol étudié.
- IV. Le quatrième chapitre présente l'évolution du tassement d'un remblai de grande hauteur renforcé par géotextile sur un sol compressible, suivi d'une étude de la stabilité du remblai et du déblai à court terme et à long terme.

En fin, une conclusion générale sera présentée pour récapituler les principaux résultats et les implications de cette étude.

Chapitre I : Etude bibliographique sur la réalisation des remblais sur sols compressibles Et les méthodes de renforcement

I.1. Introduction :

Les sols compressibles sont des sols de mauvaises caractéristiques mécaniques et physiques et de faibles capacités portantes, qui tassent lorsqu'on leur applique une charge. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré.

La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, en raison de leur faible résistance au cisaillement, qui entraîne des problèmes de stabilité des remblais, et à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements importants et qui ne sont pas instantanées sous les charges qui leur sont appliquées.

I.2. Définition des sols compressibles :

Les sols compressibles sont des matériaux récents, classés sommairement en deux grandes catégories : les argiles molles (peu ou pas organiques) et les tourbes (sols très organiques). Tous ces matériaux se sont déposés dans l'eau d'une manière qui varie beaucoup selon les conditions hydrauliques rencontrées : côte marine, estuaire, lagune, lac, etc.

Les sols compressibles sont des sols dont la résistance au cisaillement est assez faible ; ce sont des sols qui subissent des tassements relativement importants et qui posent des problèmes de tassement et de stabilité. **(HOUNLELOU, 2017).**

Les sols compressibles sont caractérisés par :

- ❖ Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable.
- ❖ Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés).
- ❖ Une résistance au cisaillement très faible.
- ❖ Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années. **(KHEMISSA et AL ,1993).**

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques. Ces sols peuvent être divisés en cinq catégories :

- Les vases et argiles molles
- Les tourbes
- Les sols de sebkha
- Les limons
- Les marnes

➤ **les argiles :**

Les argiles sont caractérisés par une taille des grains $< 5 \mu\text{m}$, avec des particules qui sont collées les une aux autres. Le sol argileux présente une cohésion : il a l'apparence d'un solide et ne se désagrège pas sous l'effet de la pesanteur. Les particules sont formées par un empilement de feuillets (voir figure 1.1). Elles ont une forme de plaquettes.

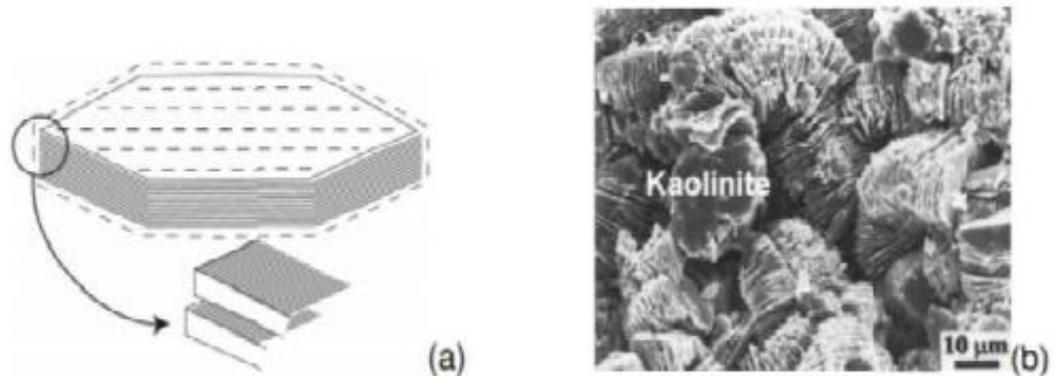


Figure 1.1 : (a) Représentation d'un feuillet (b) vue au microscope électronique à balayage d'une argile (la kaolinite).

La surface des plaquettes étant chargée négativement, les particules sont soumises à des forces d'attraction inter-granulaires diverses : forces électriques, forces de Van der Waals. La quantité d'eau présente dans les vides d'un sol argileux joue un rôle important vis-à-vis des variations de volume, et de la résistance mécanique du sol. Ces sols sont plutôt peu perméables à l'eau.

➤ **Les tourbes :**

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles.

- La pression de pré consolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et mal aisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante. Les indices de compression déterminées à l'odomètre sont très forts (supérieurs à composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale).

➤ **Les limons :**

Les limons sont caractérisés par une taille des grains intermédiaire entre celle des argiles et du sable. Les limons sont beaucoup moins sensibles que les argiles aux variations de teneur en eau, et possèdent des propriétés de perméabilité vis-à-vis de l'eau intermédiaire entre celles du sable et de l'argile.



Figure1. 2 : Les limons.

➤ **Les sols de sebkha :**

Les sols de sebkha sont des dépôts côtiers et intérieurs salins en zones climatiques arides qui consistent essentiellement en des particules de silt sableux et d'argile silteuse faiblement cimentées. Ces sols contiennent invariablement une quantité appréciable de matériau organique et ils sont caractérisés par une forte compressibilité. Les différents types de sebkha dépendent de leur milieu de formation mais toutes les sebkhas ont un point commun ; il s'agit de zones proches de la nappe phréatique. La déflation joue jusqu'à ce que soit atteint le niveau hydrostatique. Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation en surface. (BERRABAH, 2010).

➤ **Les marnes :**

Les marnes sont des formations à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65% et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse.

Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement de la chaux avec les marnes argileuses d'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse.



Figure 1.3 : Les marnes.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est due à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles...etc. Ces sols manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques).

I.2.1 Caractéristiques des sols compressibles :

Les sols objets de ce guide (tourbes, vases, argiles molles, limons argileux ou lâches) ont en commun trois caractéristiques :

- Une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps,
- Une faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol,
- Une résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur.
- La déformabilité est étudiée à l'odomètre (essais de chargement par paliers)

- Une résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur.
- La déformabilité est étudiée à l'odomètre (essais de chargement par paliers, essais de fluage) et décrite par une relation semi-logarithmique entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale.

Tableau 1.1 : Propriétés caractéristique des sols compressible

PROPRIETES	TOURBES	SOLS ORGANIQUES	VASES	ARGILES MOLLES
TENEUR EN EAUW	200-100	100-200	60-150	30-100
INDICES DES VIDES	3-10	2-3	1.5-3	1.2-2
POROSITE n	0.75-0.90	0.70-0.80	0.60-0.75	0.55-0.70
COMPRESSIBILITE	0.40-0.80	0.20-0.35	0.25-0.40	0.15-0.30
INDICE DE FLUAGE	0.02Cc	0.03-0.05Cc		
COHESION NON DRAINE	10-50	10-50	10-50	10-50
MASSE VOLUMIQUE SECHE	0.10-0.50	0.50-1.00	0.70-1.50	1.00-1.60
MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES	1.40-2.00	2.00-2.60	2.40-2.70	2.6-2.70

I.3. Le Remblai

Le remblai par définition est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement (**AZZAZ et CHOUIKHA, 2017**).

La construction du remblai, même si elle est continue et relativement rapide, n'est jamais immédiate. Les phénomènes de tassements dans les sols compressibles, qui sont dominés par l'influence du facteur temps, seront donc très sensibles à l'influence de ce temps de chargement. Par ailleurs, tout arrêt même de courte durée, dans le chargement, peut avoir une influence. Les étapes de chargement qui sont relatives au problème de stabilité et qui conduisent à des arrêts d'un à plusieurs mois entre les étapes, ont bien sûr une grande importance vis-à-vis de la réduction de l'amplitude des tassements (**SCHLOSSER, 1973**).

I.3.1. Les types de remblai

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons :

- **La craie** : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- **Les roches argileuses** : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.
- **Les roches siliceuses** : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.
- **Les roches salines** : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai.
- **Les terres de remblai** : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.
- **Les matériaux de démolition** : les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc....
- Il existe aussi plusieurs types de remblai comme :

❖ Remblai ferroviaire :

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille. Sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement à la base. Cela entraîne des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages. (DAHDOUH, 2017).

❖ Remblai routier :

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain de manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite.



Figure 1.4 : Remblai routier.

En principe un remblai routier doit donc avoir acquis une géométrie figée dès la fin de sa construction, mais certaines tolérances peuvent être admises suivant le contexte technico-économique des chantiers considérés. Cette exigence impose que :

- la stabilité interne du corps de remblai vis à vis d'éventuelles ruptures soit assurée ;
- les risques de déformations plastiques de la plate-forme, résultant notamment de tassements différentiels, soient maîtrisés pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé.

I.3.2. Construction par étape

Le remblai est construit par couches ou l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

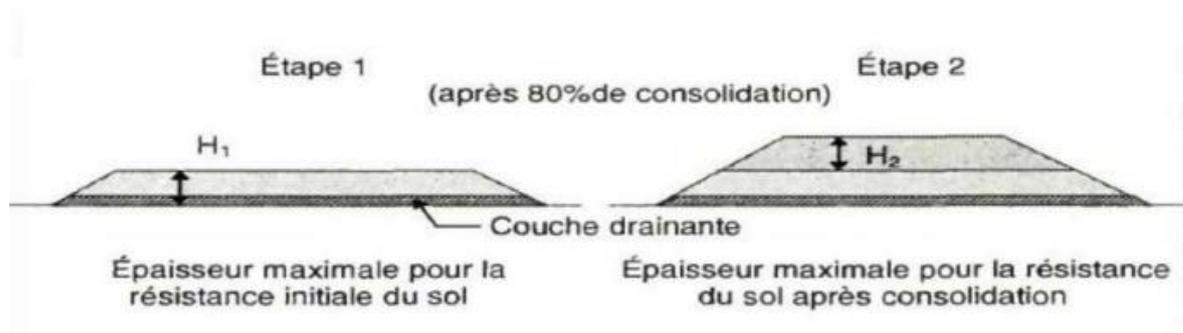


Figure 1.5 : Etape de construction d'un remblai.

Banquette latérale :

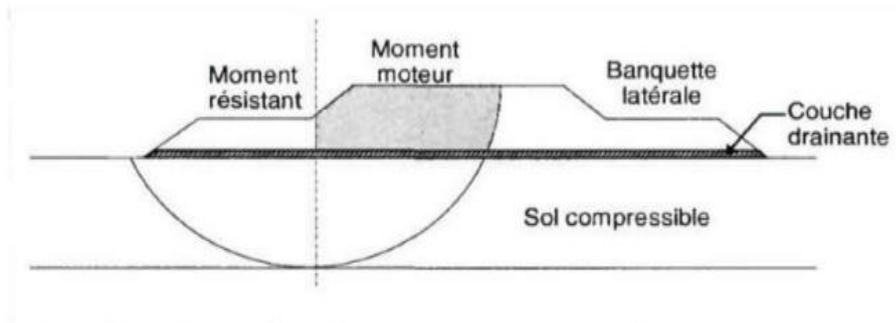


Figure1.6 : Surcharge temporaire du remblai.

Ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de ruptures circulaires et améliorent également la stabilité au poinçonnement.

I.3.2.1. Surcharge temporaire

L'application d'une surcharge temporaire permet de diminuer le tassement postérieur à la mise en service du remblai.

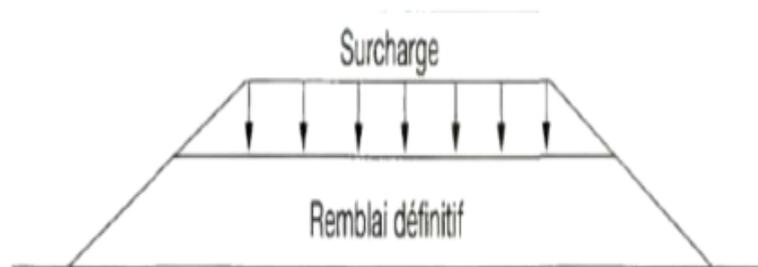


Figure1.7 : Surcharge temporaire du remblai.

I.4. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il se pose ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

- ✓ Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- ✓ Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.
- ✓

I.4.1. Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai. (AKOUETE, 2016).

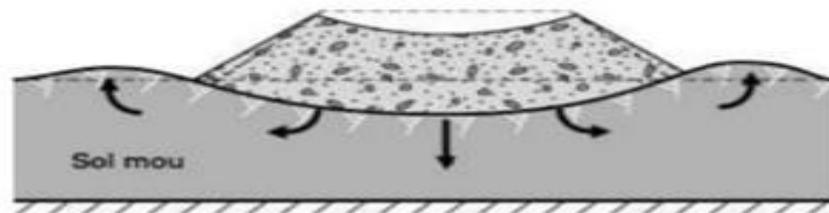


Figure1.8 : Rupture par poinçonnement.

I.4.2. Problèmes de tassement

Les sols compressibles se déforment sous les remblais à la fois verticalement (tassement) et horizontalement aussi, mais généralement les déformations horizontales sont moins importantes, ne dépassant pas quelques décimètres dans les cas les plus défavorables. Les déformations ne sont pas instantanées, elles commencent pendant la construction et peuvent durer des années après, suivant le degré de consolidation du sol d'assise. En plus les tassements ne sont pas uniformes à cause de la section trapézoïdale des remblais, et de l'hétérogénéité des sols supports.

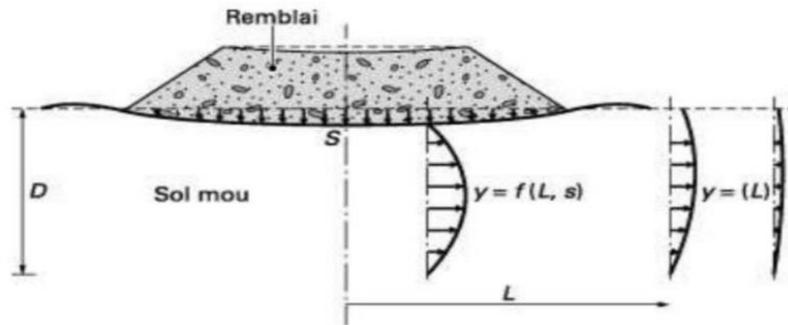


Figure 1.9 : Tassement et déformation latérale de l'assise du remblai.

Ainsi on distingue :

- Un enfoncement vertical au centre du remblai.
- Un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation sous l'emprise du remblai.
- Un déplacement latéral du sol de fondation hors de l'emprise du remblai, jusqu'à une distance directement liée aux épaisseurs du remblai et du sol compressible.

I .4.3. Efforts sur les ouvrages voisins

Principalement lors de la construction des remblais, les sols compressibles peuvent subir des déplacements horizontaux. Ces mouvements sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.

De même le tassement du sol peut induire un frottement négatif sur les pieux, tant des constructions avoisinantes que celle d'un ouvrage construit sur ce remblai.

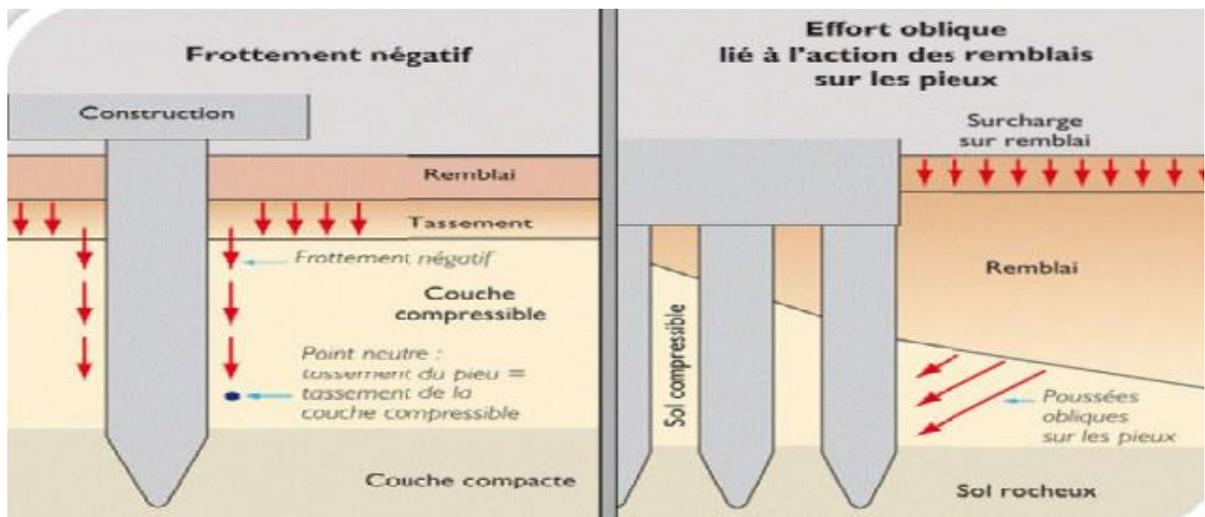


Figure1.10 : Efforts parasites liés aux mouvements sous le remblai.

I.4.4. Ecoulement des eaux :

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai sur la vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période des crues. Les écoulements des crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation de sol compressible sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ce sol, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe phréatique. Le problème de l'écoulement de l'eau est montré sur la figure 1.11.



Figure 1.11 : Exemple sur l'effet de l'écoulement des eaux dans un remblai.

I.5. Méthodes courantes de construction du remblai sur sols compressibles

Il existe un grand nombre des méthodes de construction du remblai sur sols compressibles. Le choix parmi ces techniques est délicat à cause de la diversité des critères (techniques, économiques, de temps et de qualité) (voir Fig. 1.12). Les méthodes classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont classées en trois catégories : Les méthodes qui améliorent la consolidation, les méthodes de modification du sol supportant le remblai et celles du renforcement par les colonnes ou les pieux

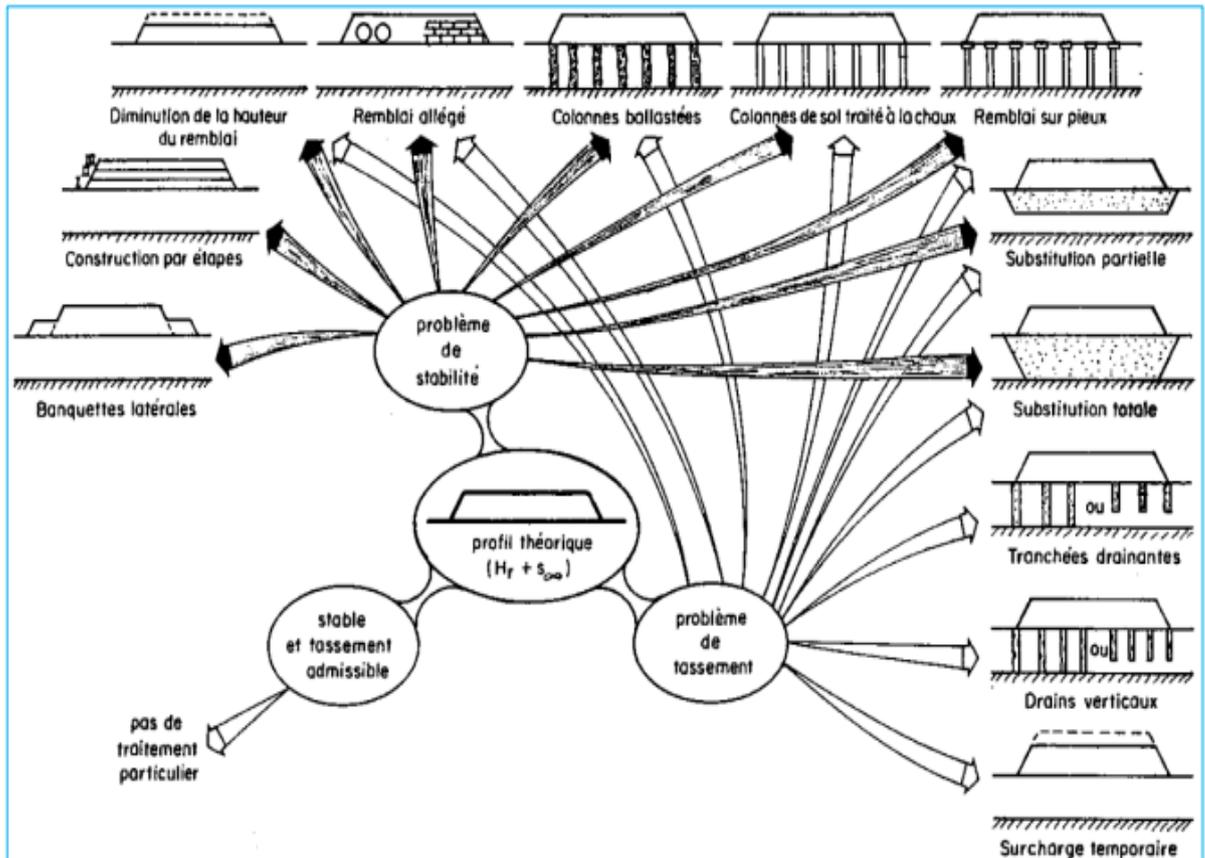


Figure 1.12 : Les méthodes courantes de constructions des remblais sur sols compressible.

I.6. Méthodes de dimensionnement des remblais

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

✚ Pente du remblai :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente est définie par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale :

$$\text{Pente : } \text{tg}(i) = h / b$$

- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé φ .

D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau 1.2 ci-après :

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5 \text{ m}$	$5 \leq h \leq 10 \text{ m}$	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

Tableau 1.2 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.

✚ L'épaisseur des couches de remblai :

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de $F=1,5$). L'accroissement de la cohésion non drainée C_u qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta C_u = \gamma \cdot H_1 \cdot \text{tg} \varphi \cdot C_u$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi + 2}{\gamma^F} (c^{(0)} + \Delta C_u)$$

Où $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

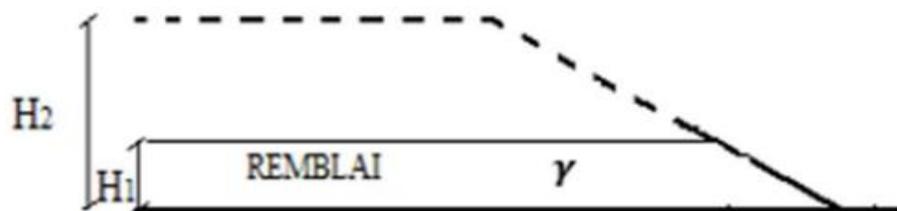


Figure 1.13 : La construction par couches du remblai.

H_1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur

de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

✚ Hauteur totale du remblai à construire :

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m,
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m,
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$R_t = H_r * 100 / (100 - T)$$

Où : **R_t** : hauteur totale du remblai à construire.

H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé pour la surcharge ;

T : pourcentage de tassement prévu. (MOKHTAR AHDOUGA, 2018).

I.7. Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé.

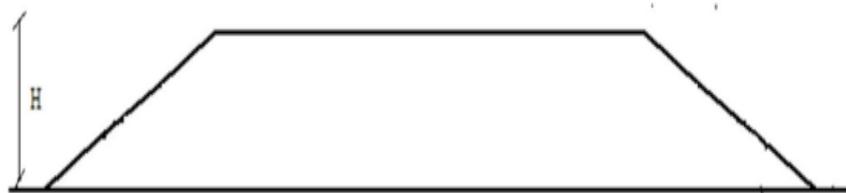


Figure 1.14 : Remblai isolé.

• Une pression trapézoïdale, uniforme sur une grande longueur :

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.15). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H, il est normal de supposer que, dans la région centrale, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma.H$;

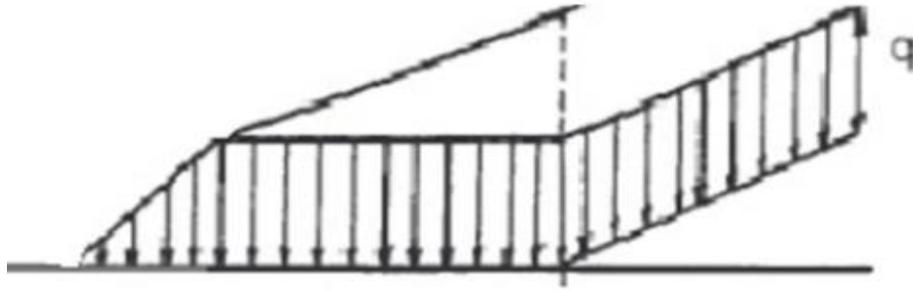


Figure 1.15 : Répartition des contraintes à la base du remblai.

• **Une augmentation progressive du poids volumique dans le remblai :**

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Tous les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut être représenté qu'avec un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation sont alors exploitables ;

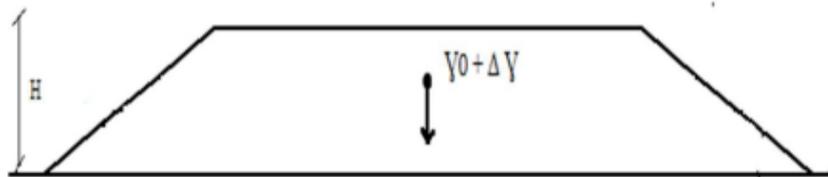


Figure 1.16 : Augmentation progressive du poids volumique dans un remblai.

• **Un phasage de la construction par couches du remblai :**

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

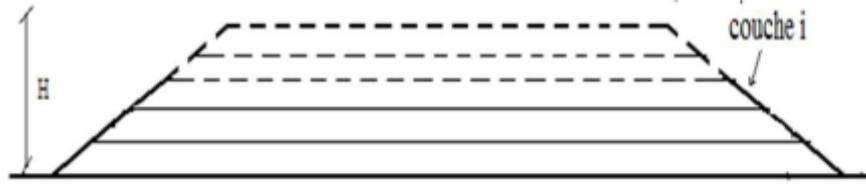


Figure 1.17 : Phasage de la construction d'un remblai par couches.

I.8. Choix des matériaux de remblai à partir de la classification du GTR

Les conditions de mise en œuvre des matériaux en remblai se font par l'application du guide des terrassements routiers GTR. Ce document intitulé « réalisation des remblais et des couches de forme » est organisé en deux fascicules. Le principe du document est de prévoir le comportement des sols dans les terrassements en fonction de leur nature, de leur état hydrique, des conditions météorologiques. Ainsi, cette classification définit les modalités d'extraction nécessaire à la maîtrise de la teneur en eau des matériaux, les limites d'utilisation des matériaux (hauteur maximale de remblai), l'épaisseur des couches de remblai et l'énergie de compactage à mettre en œuvre.

I.8.1. Informations nécessaires pour l'établissement de la classification GTR

Le guide GTR distingue trois grandes familles de matériaux à utiliser dans les remblais à savoir :

- Les matériaux meubles ;
- Les roches ;
- Les sols organiques et sous-produits industriels.

I.8.1.1. Les matériaux meubles

Pour classer un sol meuble, le GTR utilise trois types de paramètres :

- Les paramètres de nature représentés par la granularité et l'argilosité (Valeur au bleu de méthylène « VBS » et indice de plasticité d'Atterberg « IP ») ;
- Les paramètres d'état représentés par l'état hydrique d'un sol (teneur en eau naturelle du matériau « W_n », Teneur en eau optimale Proctor « W_{opt} », indice de consistance Atterberg I_c , indice de portance immédiat « IPI ») ;
- Et enfin les paramètres de comportement mécanique représentés par le coefficient « Los Angeles » (LA), le coefficient « Micro-Deval en présence d'eau » (MDE), et le coefficient de « friabilité des sables » (FS).

I.8.1.2. Les matériaux rocheux

Pour classer les matériaux rocheux, le GTR utilise également trois types de paramètres :

- Les paramètres de nature représentés par l'étude pétrographique et minéralogique, et la masse volumique sèche ρ_d ;
- Les paramètres d'état représentés par la teneur en eau naturelle et la teneur en éléments solubles;
- Et enfin les paramètres mécaniques représentés par le coefficient « Los Angeles » (LA), le coefficient « Micro-Deval en présence d'eau » (MDE), le coefficient de « fragmentabilité » (FR) et le coefficient de dégradabilité (DG).

I.8.1.3. Les matériaux de sols organiques et sous-produits industriels

Les matériaux organiques sont identifiés en fonction de leur teneur, et les produits industriels sont identifiés en fonction du type de déchet.

I.8.2. Les étapes d'application du guide GTR pour l'utilisation des matériaux en remblai

Pour identifier le potentiel d'utilisation d'un sol en remblai, la classification GTR passe principalement par deux étapes :

- la première étape permet de distinguer le type de sol (c'est-à-dire classer le sol selon le GTR) ;
- la deuxième étape consiste à préciser les dispositions (c'est-à-dire les conditions) pour l'utilisation de ce sol en remblai (s'il est utilisable).

I.8.2.1. Classification des matériaux selon le GTR, 1ère étape

Cette classification passe par trois niveaux (figure 1.18) :

- Le premier niveau permet d'identifier les six principales classes de matériaux. Ce niveau de classification se base sur les propriétés géotechniques de nature.
- Le deuxième niveau permet de préciser les sous-classes pour chaque grande classe. Ce niveau de classification se base sur les propriétés géotechniques de nature
- Le troisième niveau de classification permet de préciser l'état hydrique et/ou le type de comportement mécanique de chaque sous-classe de matériau.

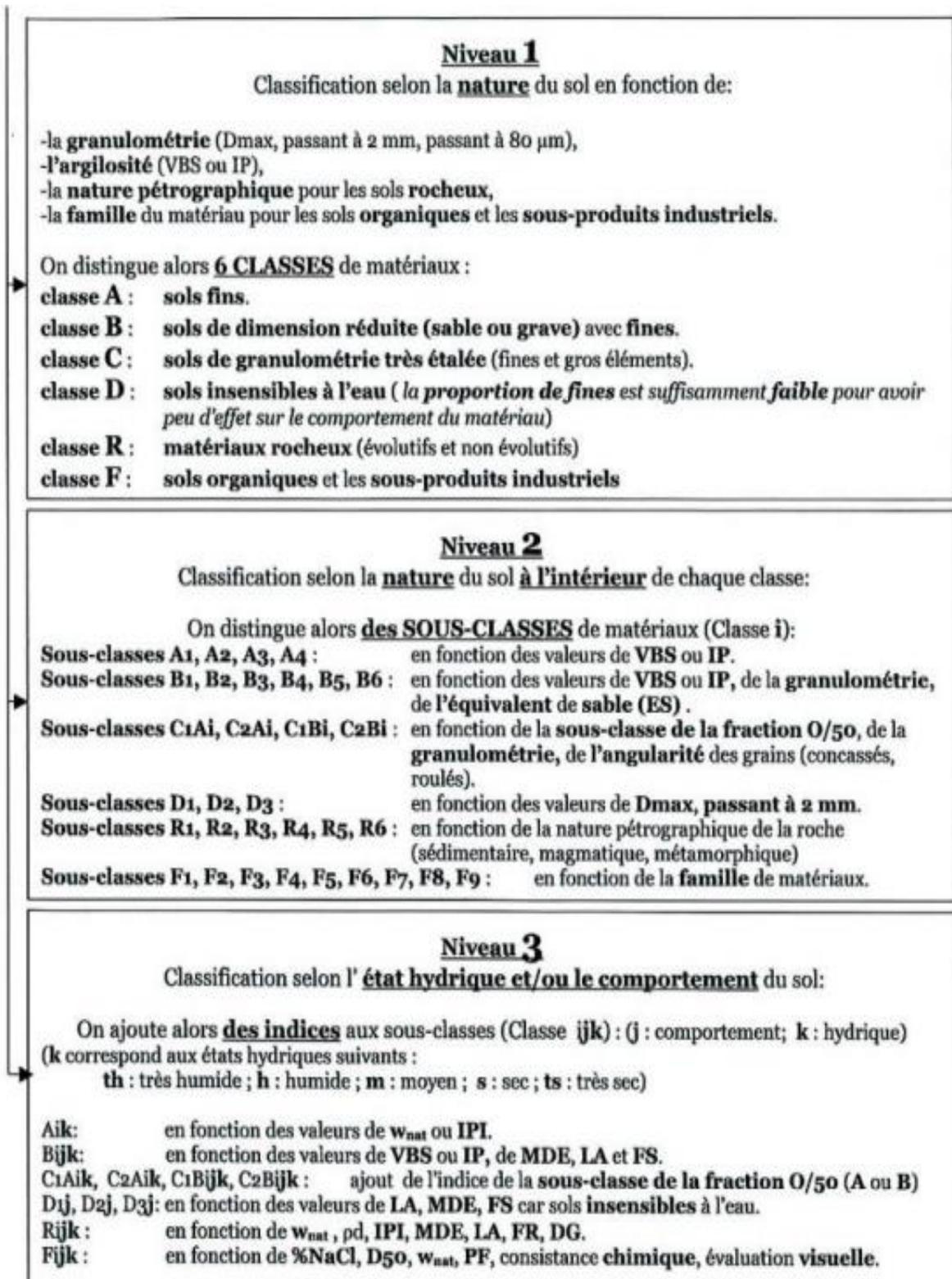


Figure 1.18 : Résumé des trois niveaux pour la classification des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000).

La figure 1.19 montre le résultat de la classification GTR à la fin du deuxième niveau de classification. C'est-à-dire que c'est la classification qui se base sur les propriétés géotechniques de nature. (Le troisième niveau concerne l'état hydrique et/ou les propriétés mécaniques).

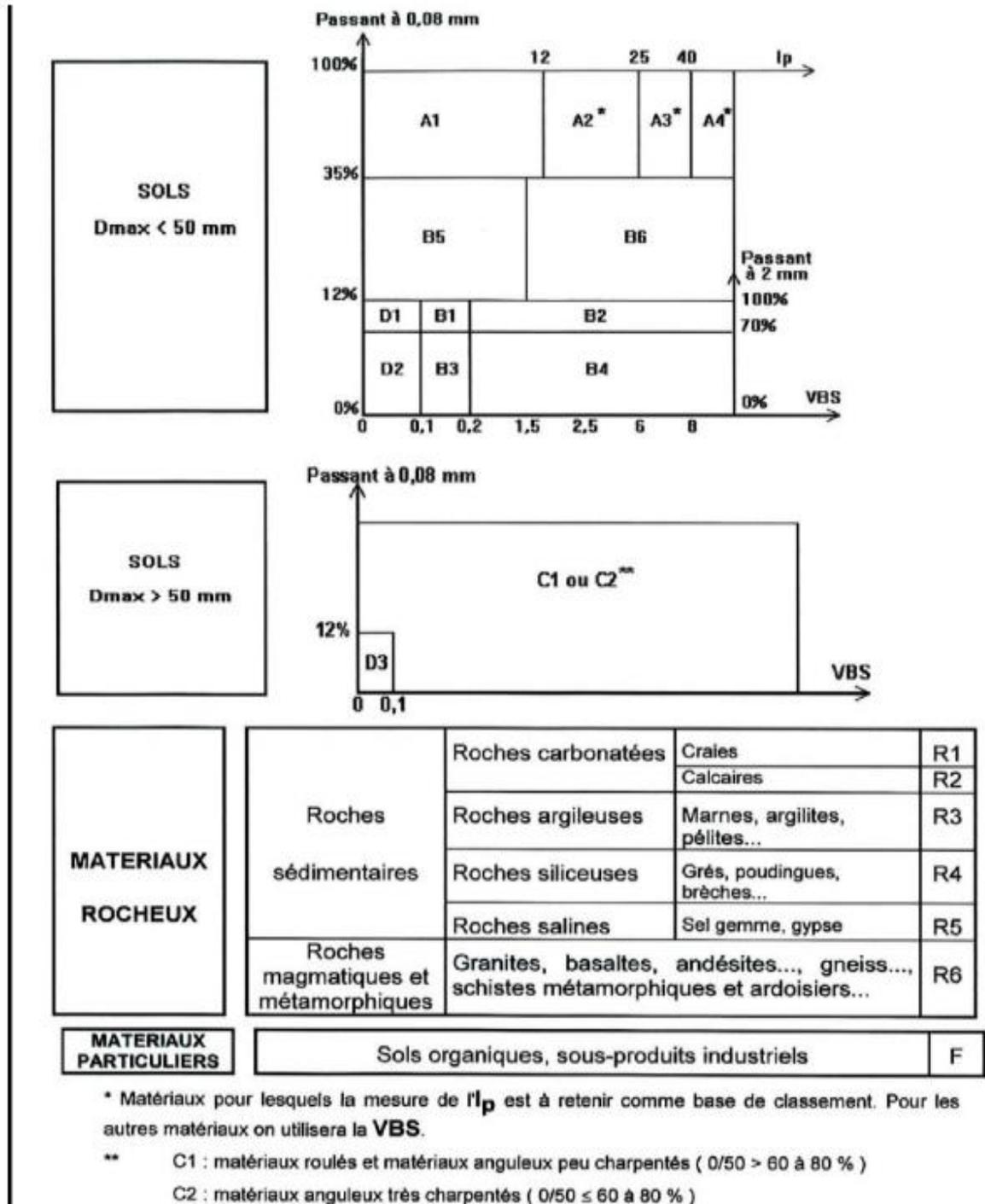


Figure 1.19 : Classification des matériaux selon leur nature (Setra and LCPC 2000).

I.8.2.2. Précision des conditions d'utilisation de chaque classe de matériau, 2ème étape

La précision des conditions d'utilisation d'un matériau en remblai (figure 1.20) nécessite de:

- définir la classification GTR du matériau au troisième niveau (comme décrit dans la première étape) ;
- et ensuite d'identifier les conditions météorologiques dans lesquelles la mise en œuvre du remblai sera effectuée. Ainsi pour chaque type de matériaux, les conditions de mise en œuvre en remblai varient en fonction des conditions météorologiques. ;



Figure 1.20 : Schématisation du déroulement de la précision des conditions d'utilisation des matériaux.

Les conditions d'utilisations des matériaux qui seront précisées dans cette étape concernent les différents aspects de la mise en œuvre du remblai (tableau 1.21) ; ces aspects sont classés en 05 rubriques (E ; G ; W ; T ; R ; C ; H). Pour chaque rubrique, plusieurs actions peuvent être appliquées qui correspondent aux conditions d'utilisation (en fonction des conditions météorologiques). Chaque condition possède un code particulier (de 0 à 4).

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Elimination des éléments > 800mm
	2	Elimination des éléments > 250 mm pour traitement
	3	Fragmentation complémentaire après extraction
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un réactif ou un additif adaptés
	2	Traitement à la chaux seule
R Régilage	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
C Compactage	1	Compactage intense
	2	Compactage moyen
	3	Compactage faible
H Hauteur des remblais	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Remblai de hauteur faible ($\leq 5m$)
	2	Remblai de hauteur moyenne ($\leq 10m$)

Figure 1.21 : Conditions d'utilisation des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000).

I.9. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais

Les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais sont basées sur la notion de facteur de sécurité. Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

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

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture.

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;

Si $F < 1$, il y a rupture ;

Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

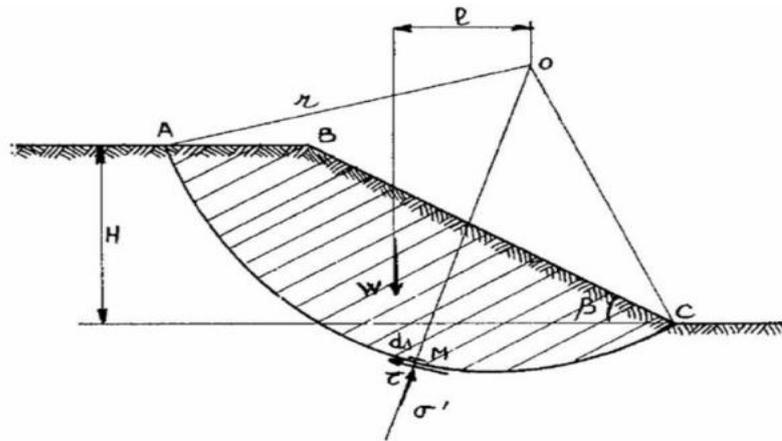


Figure 1.22 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

I.9.1. Études de la stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques ;

I.9.1.1. Méthodes analytiques

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle)..

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

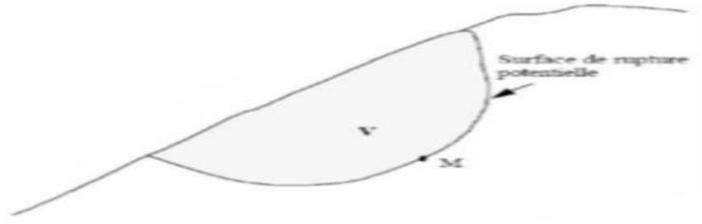


Figure 1.23 : Surface de rupture potentielle

I.9.1.1.1. Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al. 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente. Le coefficient de sécurité de la pente a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. La figure 1.23 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche i , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

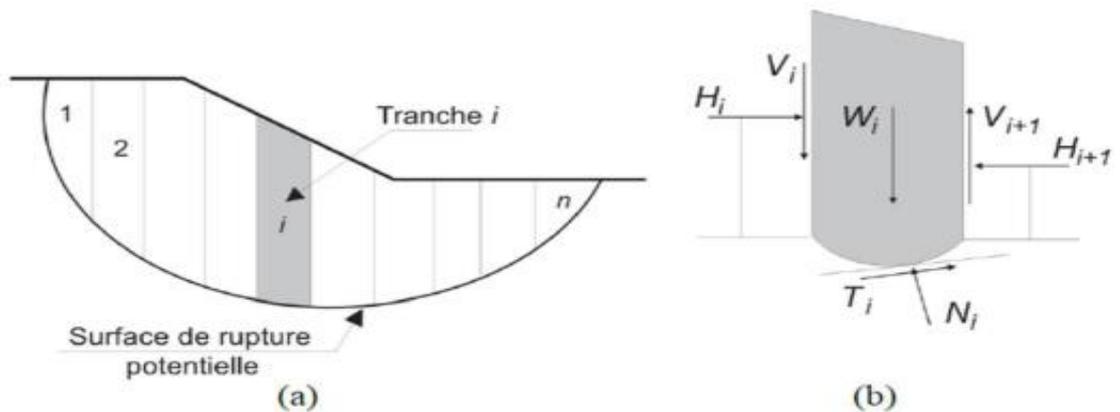


Figure 1.24 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en n tranches verticales successives (Fig. 1.24 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6n-2$, (Fig. 1.24 (b)).

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par $3n$ équations d'équilibre :

- n équations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- $2n$ équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les $3n$ équations d'équilibre et n équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2n-2$. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global F_s est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol et de la contrainte de cisaillement mobilisée s'exerçant réellement sur la surface.

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

- $F_s=1$, l'équilibre est limite ;
- $F_s<1$, la rupture se produit ;
- $F_s>1$, il y a pas de rupture ;

I.9.1.1.2. Méthode de l'analyse limite

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{tg \varphi}{tg \varphi_m}$$

Où C et φ : sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,
 C_m et $tg\varphi_m$: sont la cohésion mobilisée et l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,

- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

I.9.1.2. Méthodes numériques

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats.

D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

I.9.1.2.1. La méthode des éléments finis

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet). Ces sous-ensembles sont appelés éléments. La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

I.9.1.2.2. La méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977). C'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

I.10. Le compactage des remblais

Le compactage est une opération qui consiste à réduire les vides contenus dans un matériau foisonné afin d'augmenter sa cohésion et par conséquent d'assurer la stabilité de l'ouvrage dans le temps. Le compactage des remblais est destiné à limiter les tassements et à améliorer leurs stabilités.

I.10.1. Le matériel de compactage

Les engins de compactage font l'objet d'un classement que l'on trouve dans la norme NF P 98-736. Ils peuvent être divisés en cinq familles classés selon leur efficacité.

- Pi : les compacteurs à pneus,
- Vi : les compacteurs vibrants à cylindres,
- VPi : les compacteurs vibrants à pieds dameurs,
- SPi : les compacteurs statiques à pieds dameurs,
- PQi : les plaques vibrantes,
- i : est le numéro de la classe.

I.10.2. Les objectifs de compactage

Deux critères permettent de qualifier la qualité des remblais et des couches de forme :

- La masse volumique sèche moyenne sur l'épaisseur compactée ;
- La masse volumique sèche en fond de couche ;

Ainsi, deux objectifs de compactage ont été déduits pour les remblais et pour les couches de forme, à savoir :

- Objectif «q4» pour les remblais :

La masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée doit être supérieure ou égale à 95 % de la masse volumique sèche maximale de l'essai Proctor normal,

La masse volumique sèche sur 8 cm au-dessus du fond de la couche compactée doit être supérieure ou égale à 92 % de la masse volumique sèche maximale de l'essai Proctor normal.

- Objectif «q3» pour les couches de forme :

Les valeurs précédemment définies sont respectivement supérieures ou égale à 98,5 % et 96 %. Ces valeurs relatives de masse volumique ne sont pas à considérer comme des prescriptions, elles constituent seulement des repères.

I.10.3. Le contrôle du compactage

Le contrôle du compactage, qui constitue la phase essentielle de la surveillance des chantiers de terrassements peut s'effectuer en mesurant les densités obtenues après compactage.

I.11. Choix d'une méthode d'amélioration des remblais édifiés sur sol compressible

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que

les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles (Dhouib et al., 2004). Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles. Les diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées dans le Tableau 1.3.

Tableau1.3 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après Magnan (1994).

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent, Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimicophysiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Ces techniques de renforcement des remblais sont généralement appliquées sur des mauvais terrains, composés principalement des sols fins (faible perméabilité), et dont le tassement évolue durant plusieurs années. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible, le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer, d'une part, une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme et d'autre part, une réduction du tassement du sol (voir Figure 1.25). La technique de préchargement peut être combinée avec des drains verticaux pour accélérer la consolidation des sols compressibles tels qu'on peut le voir sur la Figure 1.26.

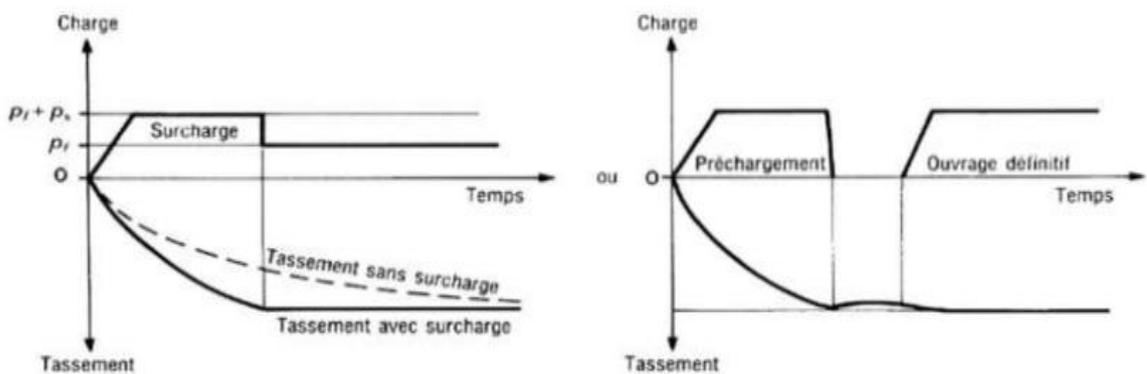


Figure 1.25 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements. (SERTIER, 2006).

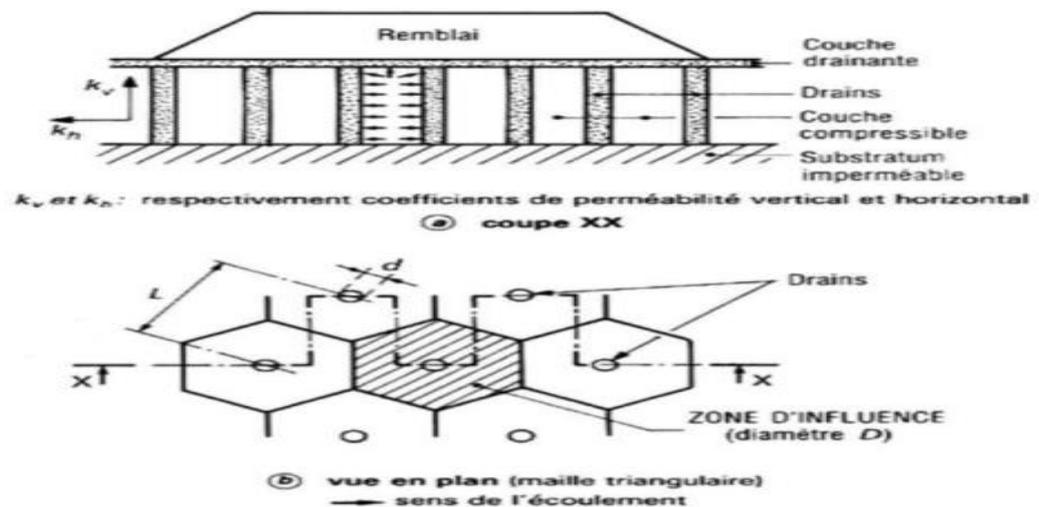


Figure 1.26 : Technique de préchargement combinés avec des drains verticaux.

Lors de l'étude de sol d'un projet, le recours aux méthodes de traitement des sols implique la connaissance de leurs performances et limites respectives.

Les diagrammes ci-dessous illustrent la plage d'utilisation optimale des procédés du traitement en fonction de la profondeur du sol, de la nature de ses caractéristiques géologiques et du type de structure à supporter.

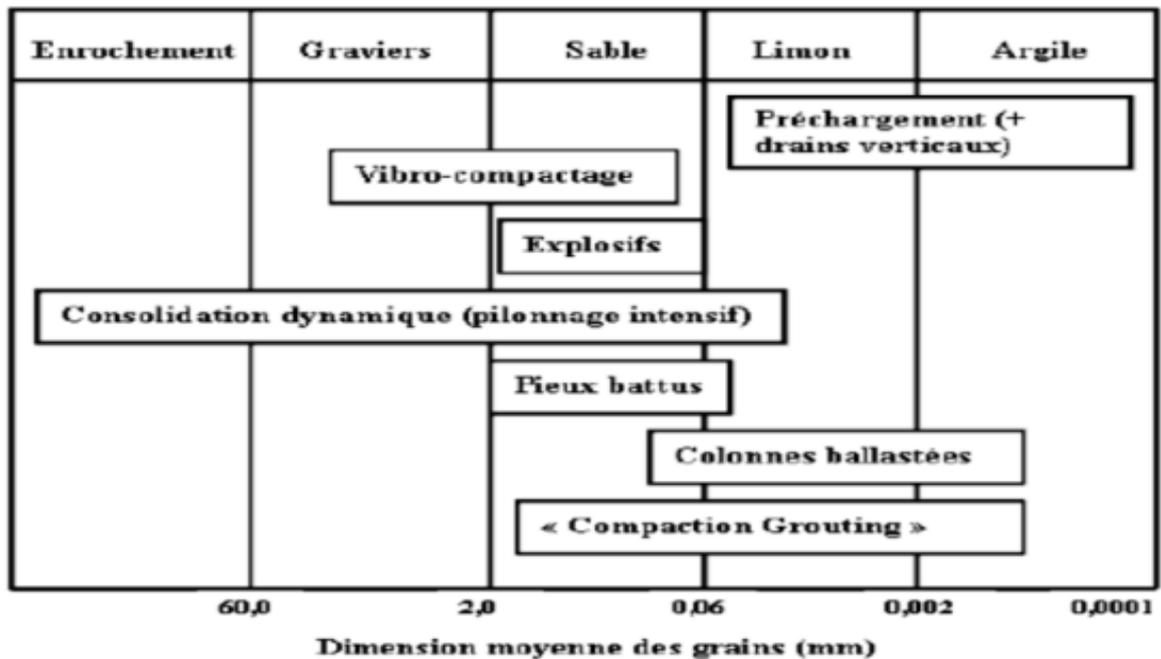


Figure 1.27 : Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie.

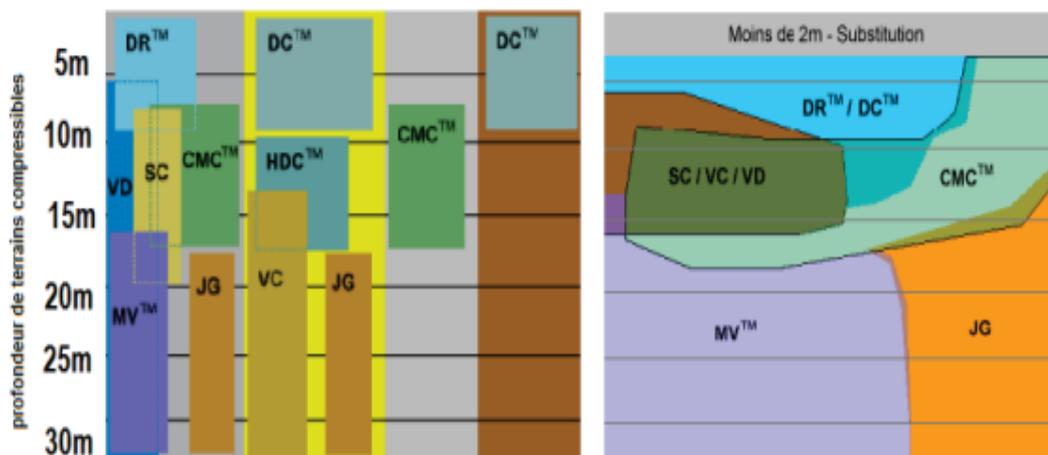


Figure 1.28 : Plage d'utilisation optimale des procédés du traitement.

SC : Colonnes Ballastées ; DC : Compactage Dynamique ; VC : Vibrocompactage ; DR : Plots Ballastés ; MV : Menard Vacuum ; HDC : Compactage à Haute Energie ; CMC : Colonnes à Module Contrôlé ; JG : Jet Grouting ; VD : Drains Verticaux.

I.12. Les types de renforcement

Dans la géotechnique il existe une grande variété de type d'éléments de renforcements. Ils seront classés selon leurs formes géométriques :

- Unidimensionnelle : tel la terre armée, bandes de treillis métalliques, clouage, etc. ...
- Bidimensionnelle : treillis métalliques, nappes en géo synthétiques, technique Pneu sol.
- Tridimensionnelle : géo grilles triaxial, micro renforcements (disquette, plaquette).

En outre, les renforcements se diffèrent par les matériaux constitutifs. Un grand nombre de matériaux est disponible : fibre, acier, produit géo synthétiques. Citons les plus récents :

I.12.1. Technique Pneu sol

La technique Pneu sol est une combinaison de pièces de sol et de pneumatiques. Ils sont attachés ensemble par sangles polyester ou par des attaches métalliques dans des chaines, puis placées en couches.

Sa bonne performance a été trouvée appropriée pour la construction d'un mur de soutènement de 5 m de haut et 10 m de long. D'autres structures sont actuellement à l'essai (routes sur les zones karstiques, les travaux de protection des impacts).

I.12.2. Renforcement par grillage ou par treillis métalliques

Cette technique se nomme aussi « Armapneusol » car elle s'apparente à la technique Pneu sol. En effet, les géotextiles sont remplacés par des treillis métalliques. Elle a l'avantage d'être utilisable lors du renforcement des sols contenant de gros éléments. Une autre méthode consiste à placer des grillages sur lesquels le sol sera compacté, le parement est en gabion : c'est le système Terramesh. Une autre technique qui peut être dérivée : Terramesh vert, aide à une végétalisation du parement grillage



Figure 1.29 : Renforcement par grillage ou treillis métalliques.

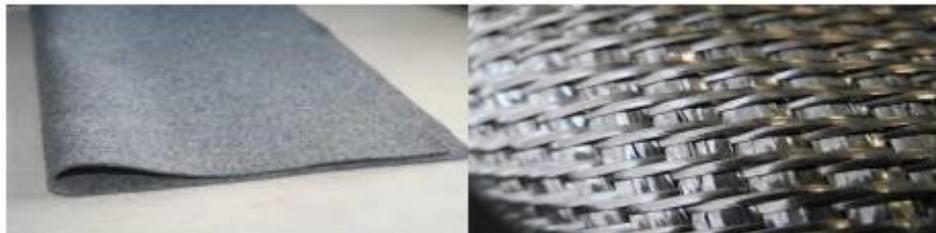
I.12.3. Renforcement par géotextiles

I.12.3.1. Définition

Le géotextile est un matériau synthétique utilisé dans le domaine de la construction, de l'ingénierie civile et des travaux publics. Il s'agit d'un tissu technique constitué de fibres synthétiques, telles que le polyéthylène, le polyester ou le polypropylène, qui sont assemblées de manière à former une structure poreuse.

Il existe deux types de géotextiles :

- Les géotextiles tissés : qui sont fabriqués en entrecroisant des fils synthétiques, généralement en polypropylène ou en polyester, pour former une structure tissée. Cette structure tissée confère aux géotextiles tissés une résistance mécanique élevée. Ils sont couramment utilisés pour des fonctions de séparation et de renforcement des sols.
- Les géotextiles non tissés : sont en revanche fabriqués à partir de fibres synthétiques qui sont liées mécaniquement ou chimiquement, sans formation d'une structure tissée. Les géotextiles non tissés offrent une perméabilité à l'eau élevée et sont principalement utilisés pour des fonctions de filtration et de drainage des sols. Comparativement aux géotextiles tissés, les géotextiles non tissés sont généralement moins résistants mécaniquement.



(a)

(b)

Figure 1.30 : Les types de géotextiles : (a) : Tissé ; (b) : non tissé.

I.12.3.2. Mode d'action

Les géotextiles présentent un rôle très important au niveau du sol. Les plus importantes fonctions du géotextile sont ainsi :

- Le renforcement : les géotextiles sont utilisés pour prévenir les glissements de terrain ou renforcer des sols faibles en répartissant les charges de manière plus uniforme,
- La protection : les géotextiles sont largement utilisés dans les tunnels et les structures souterraines pour protéger les parois contre l'érosion et les infiltrations d'eau.

- La séparation : les géotextiles sont employés dans les constructions ferroviaires pour séparer les différentes couches de matériaux, empêchant ainsi leur mélange et assurant une meilleure stabilité et durabilité.

I.13. Conclusion

Les remblais sont des structures construites pour surélever une zone de terrain ou créer une plate-forme stable pour des infrastructures telles que routes, voies ferrées, bâtiments, etc. Cependant, en raison des contraintes géotechniques et de la nature des sols, les remblais peuvent subir des déformations, des tassements différentiels ou même des glissements de terrain, ce qui nécessite des techniques de renforcement appropriées.

Dans ce chapitre, nous avons exposé les techniques d'amélioration des sols les plus utilisés en pratique pour l'édification des remblais.

Ces techniques de renforcement des remblais sont variées et dépendent des caractéristiques spécifiques du sol, de la hauteur du remblai, des charges appliquées et d'autres considérations géotechniques.

Le choix de la technique de renforcement appropriée dépend de l'évaluation approfondie des caractéristiques du sol, des contraintes du site, des charges appliquées et des objectifs spécifiques du projet. Une analyse géotechnique détaillée, comprenant des essais sur site et en laboratoire, est essentielle pour déterminer la meilleure approche de renforcement des remblais.

En conclusion, les techniques de renforcement des remblais offrent des solutions efficaces pour améliorer la stabilité, la résistance et la durabilité des structures de remblais. Une conception appropriée, basée sur une étude géotechnique approfondie, est essentielle pour garantir des remblais sûrs et durables, en tenant compte des caractéristiques spécifiques du sol et des conditions du site.

II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le projet à étudier et notamment, ses caractéristiques, sa localisation, sa sismicité, sa géologie et enfin l'hydrologie du site du projet.

Le projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire Khenchla-Ain Beida (Oum-El-Bouaghi). Ce projet s'étend sur 50km avec une vitesse de 160 km/heure pour le train voyageur et 100 km/h pour celui de marchandise. Les travaux du projet ont été lancés dans son tracé situé dans la wilaya de Khenchela au cours du deuxième semestre 2022. Ce projet vise à désenclaver la région et permet de lui assurer la liaison avec les principaux réseaux de communications". Il constituera pour les communes traversées, un atout majeur pour leur développement.

En effet, le projet concerne l'étude de la stabilité et du renforcement d'un remblai sur sol compressible appartenant à une voie ferrée situé dans la wilaya de Khenchla. La stabilité de la section en déblai la plus défavorable est également étudiée.

II.2. Présentation de la wilaya de Khenchla

II.2.1. Localisation

La région de Khenchela est située au l'Est de l'Algérie, au Sud-est du bassin versant de Constantinois et au contrefort du mont des Aurès entre 34°06 '36 " et 35°4'21" latitudes Nord et entre 06°34'12" et 07°35'56 " de longitudes Est (voir Figure 2.1). La Wilaya de Khenchela s'étend sur une superficie de 9.715 Km². De par, de sa position géographique, la Wilaya de Khenchela est limitée par cinq (05) Wilayas dont les liens demeurent très étroits dans tous les domaines de l'activité économique et sociale : Oum El Bouaghi au nord; El Oued au sud ; Batna et Biskra à l'ouest et Tébessa à l'est .Elle constitue également, un trait d'union non moins appréciable entre le Nord- Est et le Sud du Pays. Elle se trouve ainsi, située aux portes des grandes villes du Sud et non éloignée des villes Métropoles du Nord.

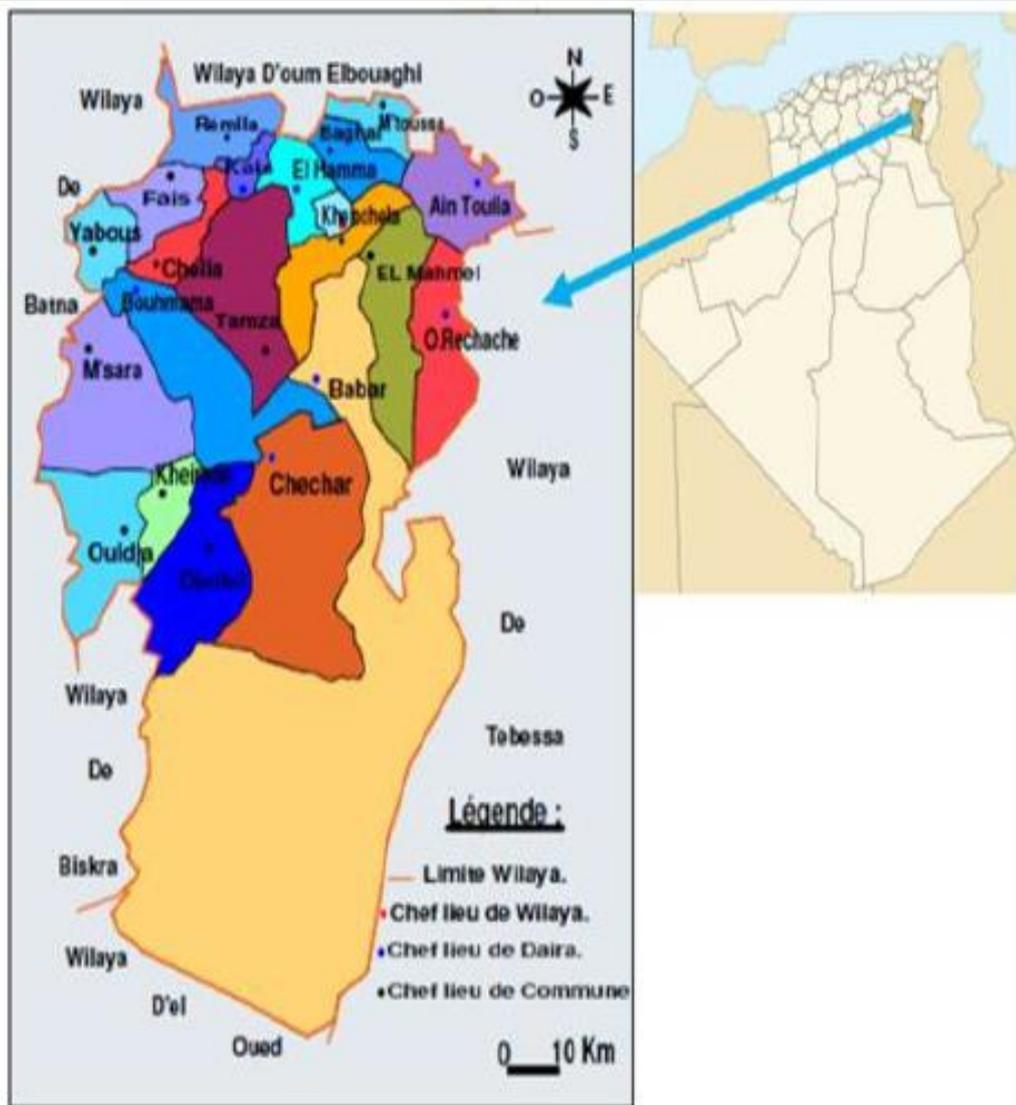


Figure 2.1. Situation géographique de la Wilaya de Khenchela.

II.2.2. Relief :

Sa structure physique est très hétérogène. Elle se caractérise par trois régions naturelles distinctes (voir Figure 2.2) :

- Les Hautes plaines au Nord ; couvrent 15 % du territoire. C'est une région de plaines à fortes potentialités hydriques qui offrent de grandes possibilités pour le développement agricole.
- La Zone montagneuse, occupe les parties centrale et ouest de la wilaya avec 36 % du territoire (les massifs des Aurès et les monts des Nememchas).

- Les parcours steppiques et sahariens : qui couvrent la moitié sud de la wilaya avec 49 % de la superficie totale (région à vocation pastorale)

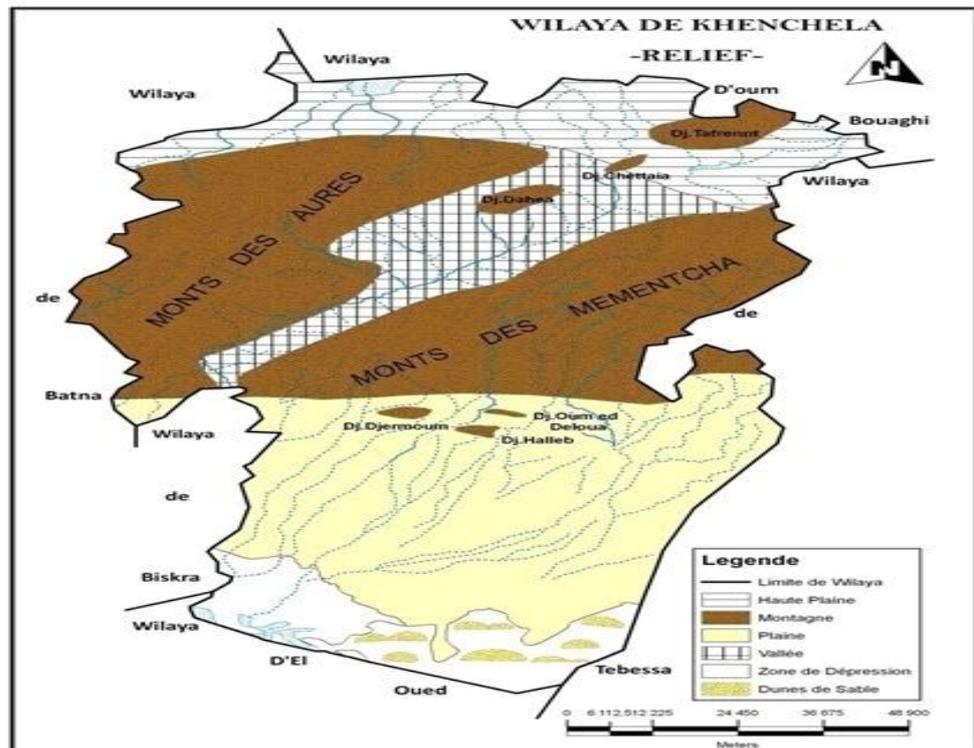


Figure 2.2. : Les reliefs de la wilaya de Khenchela

II.2.3. Climat :

La région présente trois types de climats distincts :

1. Un climat très rigoureux en hiver et modéré en été dans les zones montagneuses centrales.
2. Un climat modéré en hiver, chaud et sec en été dans les steppes sahraouies du sud.
3. Un climat très froid en hiver et sec en été dans les hautes steppes au nord.

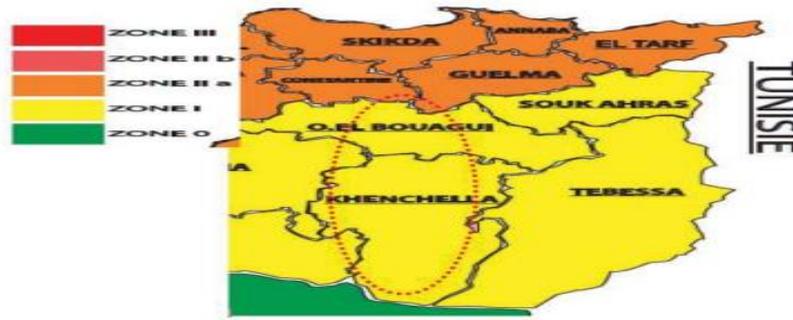


Figure1: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Figure1: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Figure 2.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Tableau 2.1 : relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Stratégique
Groupe 2	Important
Groupe 3	D'importance moyenne

Comme présenté dans le tableau ci-dessous, les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans le calcul des ouvrages dépendront du type de l'ouvrage (groupe d'usage) et de la sismicité de la zone.

Tableau 2.2 : les coefficients d'accélération (A) dépendront du type de l'ouvrage (groupe d'usage) et de la sismicité de la zone.

Groupe de Point	Zone sismique			
	I	IIa	IIIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Les données de séisme sont conformes au projet de règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA 2008 : Classification de l'ouvrage : Groupe 1 (Stratégique) Zone sismique : zone I (Sismicité faible) Coefficient d'accélération de zone soit $A=0,15$.

II.3. Situation géographique du projet :

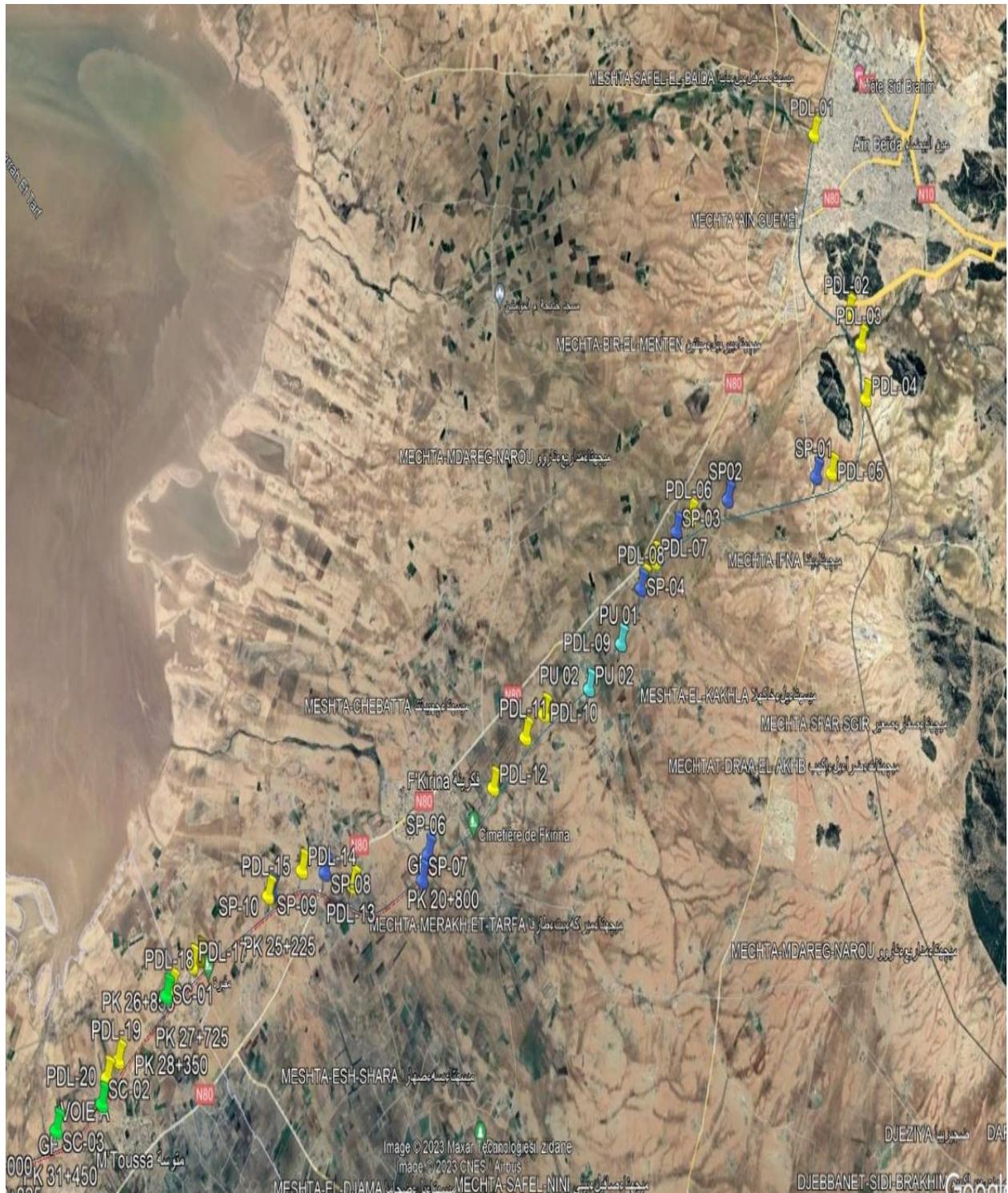


Figure 2.4 : Carte satellite de la zone du projet étudié

Le site de la voie ferrée est situé dans la commune de Mechta, wilaya de Khenchela, entre les PK 20+00 et 30+00. La Figure 2.4 montre la zone du projet étudié qui s'étend sur un linéaire de 10km avec la position des essais in situ réalisés. Ces essais incluent :

- Neuf (9) sondages carottés de 15.00m de profondeurs.
- Neuf (9) piézomètres installés sur chaque sondage carotté de 15.00 m, pour déterminer le niveau de l'eau dans le sol.
- Sept (7) sondages pressiométrique, de 15.00m de profondeurs avec un essai chaque 1.00m, Il s'agit d'utiliser un appareillage répondant aux exigences de la norme NF P94-110-1.
- Vingt (20) puits de reconnaissances à la pelle mécanique d'une profondeur de 3.00m.
- Trois (03) essais de Pénétromètre Dynamique lourd Poussés jusqu'aux refus.

II.4. Présentation du projet :

En se basant sur le relevé topographique, Nous avons obtenu des altitudes différentes pour les remblais et les déblais sur le site. Ces altitudes varient en fonction de la topographie du terrain et des travaux de terrassement effectués. Parmi les cas les plus défavorables, nous avons identifiés les zones présentant les plus grandes différences d'altitude entre les remblais et les déblais. Ces variations importantes peuvent avoir des implications sur la stabilité du sol et nécessitent une attention particulière lors de la conception et de la construction du projet.

Sur le linéaire de 10 km, nous nous sommes intéressé aux sections présentant les conditions les plus défavorables à savoir un remblai situé au PK 20+400 (Voir Figure 2.5) et un déblai situé au PK 28+400 (Voir Figure 2.6).

Le remblai possédant une hauteur de 6.64m, est situé en dessous d'une voie ferrée qui permet le passage de trains générant une surcharge de 30kN/m.

La section en déblai possédant une hauteur de 9.62m et une inclinaison de (2H :1V), doit être vérifiée de part et d'autre en calculant le facteur de sécurité global qui selon le référentiel technique de la SNTF doit être supérieur à : 1,30 pour la stabilité à court terme et 1,50 pour la stabilité à long terme.

La section en remblai doit être vérifiée au poinçonnement, au glissement, ainsi qu'au tassement. Dans le cas où le tassement sera défavorable, un renforcement sera envisagé. Par ailleurs, la section en déblai doit être vérifiée au glissement.

II.4. OBJECTIFS DU PROJET :

Ce projet qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire Khenchla-Ain Beida (Oum-El-Bouaghi) et qui s'étend sur 50km possède plusieurs objectifs tels que :

- L'ouverture des régions les unes aux autres.
- L'adaptation et le développement des zones industrielles et zones économiques.
- Un gain de temps de transport.
- La création d'une nouvelle ligne ferroviaire à double voie.
- Un haut degré de performance.
- De meilleures conditions d'exploitation.
- Une vitesse de transport significativement augmentée.
- Un transport ferroviaire plus compétitif.
- Des axes routiers désengorgés.
- Un meilleur niveau de sécurité.
- Un profil adapté à l'électrification.

III.1. Introduction

Dans le cadre de la réalisation d'un projet ferroviaire, les études nécessitent une connaissance fine du sous-sol, de sa nature et de son comportement. Cette connaissance peut s'effectuer en se basant sur les résultats des essais in-situ et au laboratoire en définissant les caractéristiques précises des terrains traversés, dont la prise en compte est nécessaire pour la stabilité et de durabilité de la construction.

III.2. Reconnaissance géologique du site

La wilaya de Khenchela a été soumise à des recherches géologiques approfondies qui ont permis la création de cartes géologiques à l'échelle de 1/50 000 pour la région du Nord et du Sud. La formation géologique de cette région est composée de roches de différentes époques allant du Mésozoïque au Quaternaire et présentant des structures tectoniques complexes. La région est située dans le domaine plissé atlasique et est principalement composée de formations du Crétacé inférieur et supérieur. Les structures tectoniques les plus importantes se trouvent dans la partie sud et ouest de la région, avec une orientation principale de N40-50° et des altitudes moyennes allant jusqu'à 2300m. Ces structures tectoniques résultent d'une déformation complexe et polyphasée due à l'interaction des tectoniques atlasiques (fin Eocène) et Miocène.

III.2.1. Données géologiques :

- **Aperçu géologique local :** Les terrains traversés par le tracé dans la zone du projet étudié allant du PK 20+000 au PK 30+000 sont des terrains Quaternaire appartenant pour la plupart à la partie Nord de la wilaya de Khenchela (voir carte géologique)
- **Aperçu stratigraphique :**

Le chrono stratigraphie de la région est citée dans la figure 3.1 sont des terrains sédimentaires appartenant au Quaternaire avec une légère apparition des terrains du Miocène.

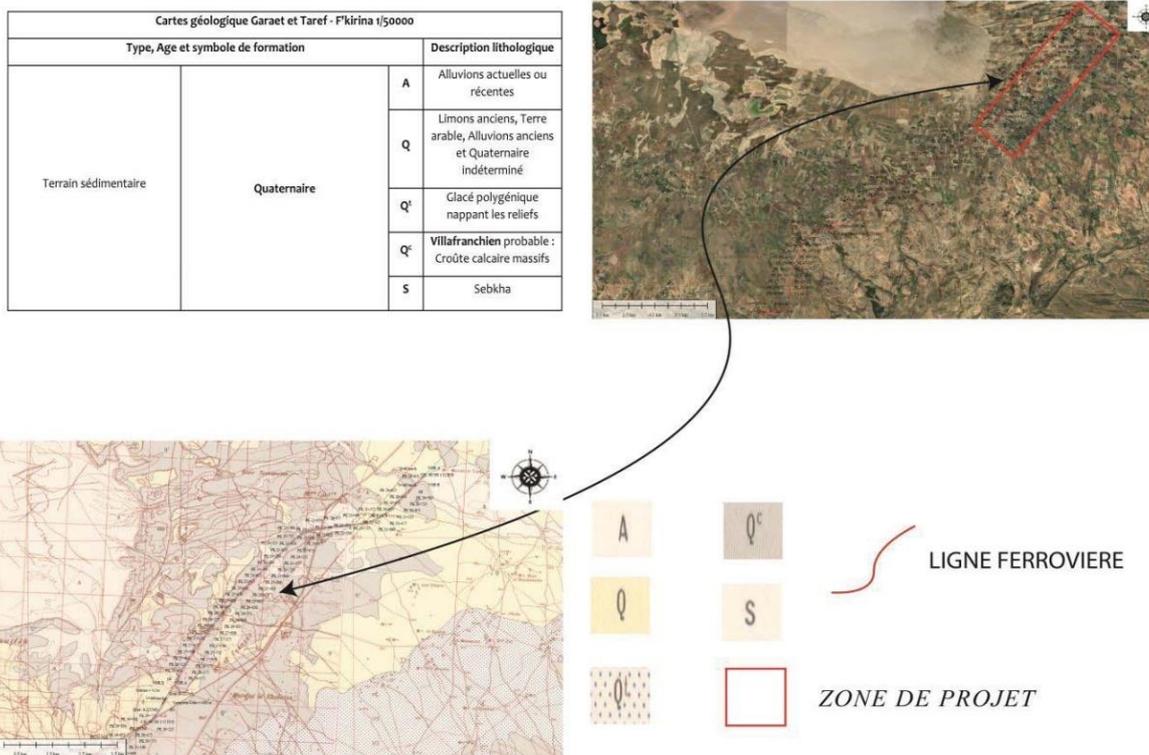


Figure 3.1 : Carte géologique de la zone du projet ferroviaire.

- **Quaternaire** : Il est représenté essentiellement par des croûtes calcaires, grés, argiles et éboulis. Très développé dans la région et recouvre toutes les zones dépressives. Il s'agit de vastes zones d'épandages de blocs, mise en place sur les pentes abruptes des grands massifs montagneux, des alluvions récentes (limons gris avec des galets émoussés de calcaires et gravies), des alluvions anciennes à morphologie très plate et des glacis polygéniques. Les croûtes calcaires (Villafranchien probable) sont nombreuses. Elles sont massives de couleur blanche.

- **Miocène** : Le Miocène est discordant sur les terrains du Crétacé et parfois sur le trias. Les terrains Miocène proches de la zone du projet étudié située entre PK 20+000 au PK 30+000 appartiennent au **Tortonien et Tortonien supérieur** qui est composé essentiellement de grés blancs grossiers en bancs pluri métriques à abondantes dragées de quartz et à rares intercalations argileuses, Il est surmonté par une série argilo gréseuse violacée, ou rouge d'aspect très caractéristique. Ces terrains sont parfois discordants sur les terrains du Crétacé et Trias ce qui justifie la présence d'un taux de gypses moyennement élevé sur les terrains proches du tracé.

-**Tectonique** : Le tracé dans la partie allant du PK 20+000 au PK 30+000 traverse des terrains sédimentaires d'âge Quaternaire selon la carte géologique, il n'y pas de déformation majeure

ou des contacts anormaux qui touchent le tracé dans cette partie. Les anticlinaux et les synclinaux de la willaya de KHENCHELA ainsi les diapirs qui recourent les formations Crétacé inférieur et supérieur qui sont au contact avec les intrusions Triasiques, ne touchent pas notre zone de tracé.

III.3. Hydrologie et hydrogéologie

En examinant les différentes formations géologiques de la région, on peut distinguer plusieurs systèmes aquifères, dont le système aquifère du Quaternaire. Ce système possède des propriétés hydrauliques et hydrodynamiques qui varient selon les secteurs. Le Quaternaire bénéficie d'un pouvoir de percolation important, probablement dû en grande partie à la nature lithologique des terrains superficiels. Cette caractéristique lui permet d'être alimenté indirectement, latéralement, à partir des massifs bordiers et par drainance des eaux de nappes calcaires maastrichtiens (souvent dans la partie sud, dans le synclinal de Ouled Rechaich) et par les grès miocènes du côté du synclinal de Touffana. Il est également alimenté directement par les eaux de pluie récoltées sur les deux bassins. Toutefois, il est important de noter que la sédimentation fine hétérogène réduit la perméabilité de cette formation Quaternaire. Ces informations proviennent de la source ASGA / Ressources Minérales de l'Algérie, 2ème édition 2015.

En conclusion, il est important de rappeler que les niveaux d'eau mesurés ne représentent que la situation de la nappe au moment de la mesure et ne permettent pas de prévoir les mouvements d'eau lors des périodes de pluie. L'analyse des valeurs piézométriques révèle que les niveaux de la nappe d'eau varient entre 4 m et 13 m, mais qu'ils oscillent souvent entre 4 m et 6 m, ce qui justifie la dynamique de la nappe en relation avec les intempéries. Pour notre projet, nous avons considéré un niveau de nappe situé au niveau du terrain naturel qui correspond au cas le plus défavorable.

III.4. Campagne d'investigation géotechnique in-situ

La campagne de reconnaissance géotechnique menée dans la zone d'étude du projet a comporté l'exécution des sondages et essais in-situ suivants :

- ✓ Huit (08) sondages carottés notés , respectivement SC-OB-09-14 ;SC-OB-10-14 ;SC-OB-11-14 ;SC-OB-12-14,SC-OB13-14 ;SC-OB-14-14 (réalisés en phase APD du projet) et SC-01 ; SC-02 (réalisés en phase APD du projet) et sept (07) autres sondages complémentaires notés respectivement SC 03C ; SC 04C ; SC 05C ; SC 21C ; SC 20C ;

SC 07C ; SC 08C réalisés en phase d'exécution de 15.00 m de profondeur chacun avec prélèvement d'échantillon intact et remaniés pour des essais de laboratoires .

- ✓ Six (06) sondages pressiométriques (réalisés en phase APD du projet), et sept (07) autres sondages de 15.00m de profondeur réalisés en phase d'exécution, a raison d'un essai tout les 1m.
- ✓ Onze (11) puits de reconnaissance (réalisés en phase APD du projet) et vingt (20) autres puits réalisés en phase d'exécution de 3m de profondeur.
- ✓ Neuf (09) pénétromètres dynamiques réalisés en phase d'APD et trois (03) autres pénétromètres en phase d'exécution.

Tableau 3.1 : Liste des sondages carottés réalisés sur la zone d'étude.

Sondages	Profondeur (m)	Piézomètre (m)	PK	Coordonnées X	Coordonnées Y
SC 02C	15	15	20+250 (remblai)	346218.5945	3946493.5092
SC-OB-09-14	10	15	20+361	346209	3946654
SC 03C	15	15	22+325	344779.5367	3945513.1122
SC-OB-10-14	10	15	23+095	343.971	3945419
SC 04C	15	15	23+875 (remblai)	343293.9740	3945120.7333
SC-OB-11-14	10	15	24+597	342781	3944575
SC 05C	15	15	24+650 (remblai)	342759.5793	3944563.2231
SC 21C	15	15	25+525 (déblai)	340916.8790	3492392.3734
SC 20C	15	15	26+500	341498.6065	3943203.1815
SC-OB-12-14	10	15	26+756	341375	3942937
SC-OB-13-14	10	15	27+350	341.032	3942.453
SC 01	15	15	27+514	340913.825	3942692.930
SC 06C	15	15	27+582 (OH)	342141.0857	3943907.0730
SC 07C	15	15	28+400 (déblai)	340486.6806	3941588.6922
SC 02	15	15	20+250 (remblai)	346218.5945	3946493.509
SC 08C	15	15	29+575 (halte)	339971.4345	3940525.3737

Tableau 3.2: Liste des sondages pressiométrique réalisés sur la zone d'étude.

Sondages	Profondeur (m)	Type d'ouvrage	PK	Coordonnées X	Coordonnées Y
SP 02C	15.00	Remblais	20+42 5	346269.6418	3946549.44 11
SP 03C	15.00	Type C1 1.50x1.50	23+71 9	343423.1286	3945208.81 72
SP 04C	15.00	Buse 1500	24+03 8	343178.5247	3944997.96 62
SP 05C	15.00	Type C1 1.50x1.50	25+58 2	341953.4293	3943708.39 51
SP 06C	15.00	Type C1 1.50x1.50	28+98 4	340215.8122	3941063.78 87
SP 07C	15.00	Buse 1500	29+24 1	340098.9041	3940806.86 51
SP 08C	15.00	Halte de M'TOUSSA	29+57 5	339967.8760	3940526.38 59

Tableau 3.3 : Liste des puits de reconnaissance réalisés sur la zone d'étude.

Essais	Désignations	PK	Coordonnées UTM	
			X	Y
PUITS DE RECONNAISSANCE	PR 01C	20+150	346456.7908	3946748.082
	PR 16C	20+550	346218.2569	3946494.076
	PR 17C	20+950	345916.2862	3946162.2432
	PU-OB-14-14	21+300	345657	3945895
	PR 18C	21+700	345342.6600	3945701.2705
	PR 19C	22+050	345030.8535	3945546.5339
	PU-OB-15-14	22+349	344712	3945505
	PR 02C	22+500	344588.9658	3945490.6100
	PR 20C	22+900	334183.8705	3945443.9637
	PR 21C	23+300	343783.5290	3945384.1088
	PU-OB-16-14	23+701	343408	3945212
	PU-OB-17-14	24+022	343.169	3944.999
	PR 03C	24+600	342775.9066	3944582.5601
	PU-OB-18-14	26+617	342.767	3944.560
	PR 22C	25+000	342515.4436	3944305.1432
	PU-OB-19-14	25+300	342.306	3944.056
PR 23C	25+700	342029.8573	3943788.961	

PUITS DE RECONNAISSANCE	PR 24C	26+050	341796.4619	3943541.347
	PU-OB-20-14	76+400	341591	3943720
	PR 04C	26+600	341419.7645	4943129.33047
	PU03	26+756	341346.002	3943305.764
	PR 25C	27+000	341174.9781	3942813.086
	PU04	27+350	340997.420	3942817.475
	PR 05C	27+600	340860.8091	3942299.7182
	PR 26C	28+000	340670.7590	3941946.2088
	PU-OB-21-14	28+206	340577	3941727
	PR 27C	28+600	340404.0081	3941429.3950
	PR 06C	29+225	340112.8622	2940864.8552
	PU-OB-24-14	29+300	340.047	394073.737
	PR 28C	29+700	339886.7880	3940425.6041
	PR 29C	30+000	339748.6729	3940176.0505

Tableau 3.4 : Liste des sondages des pénétrations dynamique lourd réalisés sur la zone d'étude.

Pénétration dynamique lourd	Profondeur	PK	Coordonnées X	Coordonnées-Y
PDL-13	2.60 m	22+349	344698.015	3945833.861
PDL-14	2.20 m	23+701	343387.889	3945563.430
PDL 01C	/	24+308	343183.4073	3945013.7804
PDL-15	3.80 m	24+617	342732.971	3944914.236
PDL-16	2.60 m	26+550	341467.158	3943464.887
PDL-17	2.60 m	26+756	341346.002	3943305.764
PDL 02C	/	20+250 (remblai)	346218.5945	3946493.5092
PDL-18	3.40 m	27+350	340997.420	3942817.475
PDL-19	4.20 m	28+950	340181.654	3941442.233
PDL 03C	/	28+984	340215.8122	3941063.7887
PDL-20	4.40 m	29+318	340021.232	3941131.163
PDL-21	3.80 m	29+330	340009.774	3941108.944

III.5. Résultats des essais in-situ

III.5.1. Puits de reconnaissance

L'échantillonnage des puits de reconnaissance a été fait à partir des pelles mécaniques pour des profondeurs qui peuvent atteindre les 4m pour chaque puits. Les échantillons étaient

préservés dans des sacs pour les acheminer au laboratoire afin de réaliser les essais correspondants. Les préservations des échantillons doivent être prises en considération et respecter les normes en vigueur pour déterminer les teneurs en eau et les paramètres liés à l'humidité à chaque profondeur.

Ces puits permettront aussi de définir l'épaisseur de la (terre végétale) à décaper , l'observation visuelle des déformations et des classifications lithologiques , la détermination de l'épaisseur des dépôts de couvertures (des remblais , des terrasses) et aussi de faire la collecte d'échantillons remaniés à soumettre aux essais de laboratoire .

Sur les échantillons remués seront réalisés des essais de laboratoire pour l'identification et la connaissance géotechnique des terrains, pour voir la possibilité ou pas quant à leurs réutilisations en matériau de remblais et pour l'évaluation de leur capacité de charge dans le dimensionnement de la plateforme de la voie et dans le dimensionnement des pavés des rétablissements.

Les puits de reconnaissances poussés à 3m de profondeur ont mis en évidence la présence d'argile marron sombre, pâteuse, très humide, renfermant des débris marneux noirs gris dans la consistance argilo-pâteuse. (Voir annexe...)

III.5.2. Les sondages carottés

Dans la plupart des cas, les sondages ont été réalisés avec l'objectif de fournir des informations complémentaires sur les terrains en place et de récupérer des échantillons intacts qui ont été transmis au laboratoire pour subir les différents essais physiques et mécaniques pour connaître les caractéristiques géologiques-géotechniques.

Les sondages carottés poussés jusqu'à 15m de profondeur ont mis en évidence la présence de haut en bas de 3 couches de sols à savoir : des argiles marneuses, des argiles marron sombres et des argiles pâteuses noires. (Voir Annexe...)

En conclusion, la stratigraphie des sols en place est constituée par endroit d'une couche superficielle de terre végétale entre 20 et 30 cm d'épaisseur, suivie d'une couche d'Argile limoneuse et marneuse.

La stratigraphie des sols en place est constituée par endroit d'une couche superficielle de terre végétale entre 20 et 30 cm d'épaisseur par endroit , suivie d'une couche d'Argile limoneuse et marneuse . (à déplacer en annexe)

III.5.3. Sondages pressiométrique :

Les résultats des sondages pressiométrique sont synthétisés dans les tableaux suivant

SP	Profondeur (m)	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	État de consolidation
SP 06 Pk20+ 300	1.5	99.56	9.21	10.8099	Normalement consolidé
	3	112.26	10.41	10.7838	
	4.5	180.21	17.58	10.2508	
	6	230.10	20.00	11.505	
	7.5	277.21	27.39	10.1208	
	9	308.99	28.00	11.0353	
	10.5	332.54	29.68	11.2041	
	12	341.21	31.21	10.9327	
SP 07 PK 20+400	1.5	95.21	8.00	11.901	Normalement consolidé
	3	103.21	10.00	10.321	
	4.5	192.31	18.12	10.613	
	6	236.54	10.05	23.536	
	7.5	281.32	28.10	10.0113	
	9	315.41	28.69	11.2245	
	10.5	341.21	30.21	11.2946	
	12	349.88	31.59	11.0756	
	13.5	380.32	32.16	11.8258	
SP08 PK 23+095	1.5	99.65	8.55	11.654	Normalement consolidé
	3	118.98	11.95	9.9288	
	4.5	188.33	16.20	11.6253	
	6	242.44	21.02	11.533	
	7.5	280.00	27.03	10.3588	
	9	305.22	28.00	10.9007	
	10.5	345.66	28.99	11.9234	
	12	330.21	30.50	10.8265	
SP09 PK 24+544	1.5	105.55	10.11	10.440	Normalement consolidé
	3	122.21	12.00	10.184	
	4.5	193.22	17.54	11.0159	
	6	240.00	21.44	11.1940	
	7.5	288.80	27.33	10.567	
	9	310.22	27.41	11.3177	
	10.5	344.21	29.00	11.8693	
	12	322.29	30.00	10.743	
SP10 PK 24+597	1.5	93.65	8.88	10.5461	Normalement consolidé
	3	125.55	12.02	10.445	
	4.5	182.10	16.22	11.2268	
	6	255.65	24.10	10.6078	
	7.5	291.34	27.53	10.5826	
	9	315.30	29.01	10.8686	

	10.5	345.66	30.00	11.522	
	12	335.88	30.22	11.114	
SP11 PK 27+514	1.5	103.22	10.00	10.322	Normalement consolidé
	3	122.45	12.00	10.2041	
	4.5	192.32	18.00	10.6844	
	6	250.00	23.88	10.469	
	7.5	290.99	27.93	10.4185	
	9	320.55	29.10	11.0154	
	10.5	344.10	29.65	11.6053	
	12	341.22	31.12	10.964	

Tableau 3.5 : Synthèse des résultats des sondages pressiométrique

SP	Profondeur (m)	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	État de consolidation
SP 02C Pk20+425	1	221	8.33	26.53	Sur consolidé
	2	142	9.14	15.37	
	3	75.1	7.98	9.41	
	4	86.6	8.12	10.67	Normalement consolidé
	5	116	8.9	13.03	
	6	109	9.21	11.83	
	7	129	9.1	14.18	
	8	93.4	9.31	10.03	
	9	210	14.7	14.29	
	10	269	17.1	15.73	Sur consolidé
	11	287	15	19.13	
	12	142	9.64	14.73	
	13	143	10.3	13.88	
	14	211	13.3	15.86	
	15	170	13.3	12.78	
SP 03 PK 23+718	1	91.15	7.22	12.62	Normalement consolidé
	2	67.52	6.95	9.72	
	3	138.6	7.23	19.17	Sur consolidé
	4	129.3	8.63	14.75	
	5	129.3	8.66	14.70	

	6	130.2	10.28	12.67	Normalement consolidé
	7	130.2	13.23	9.84	
	8	271.3	18.96	14.31	
	9	201.3	21.87	9.20	
	10	1457	17.92	81.31	
	11	285.6	24.1	11.85	
	12	326.7	25.47	12.83	
	13	184.1	11.55	15.94	
	14	350.7	26.73	13.12	
	15	442.8	32.06	13.81	

SP	Profondeur (m)	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	État de consolidation
SP 04C Pk24+ 038 30	1	492	15.9	30.94	Sur consolidé
	2	242	9.77	24.77	
	3	246	8.77	28.05	
	4	77.6	8.16	9.51	
	5	77.6	8.12	9.56	Normalement consolidé
	6	176	10.9	16.15	Sur consolidé
	7	188	13.2	14.24	
	8	248	13.9	17.84	
	9	328	13.6	24.12	
	10	322	14.4	22.36	
	11	214	16.8	12.74	
	12	279	16.1	17.33	
	13	382	20.1	19.00	
	14	195	20.8	9.38	
	15	2080	49	42.45	
SP 05 PK 25+582	1	287	15	19.13	Sur consolidé
	2	362	12.9	28.06	
	3	510	13.1	38.93	
	4	175	9.3	18.82	
	5	147	9.73	15.11	
	6	41.4	2.76	15	

	7	39	2.7	14.44	Normalement consolidé
	8	358	13.8	25.94	Sur consolidé
	9	252	13.5	18.67	
	10	43.4	11.8	3.68	Sous-consolidé Forage raté
	11	296	11.9	24.87	Sur consolidé
	12	396	14	28.29	
	13	541	14	38.64	
	14	84.6	10.5	8.06	Sous-consolidé
	15	85.6	10.6	8.08	

SP	Profondeur (m)	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	État de consolidation
SP 06C Pk228+ 984 30	1	194	14	13.86	Normalement consolidé
	2	148	14.2	10.42	
	3	170	15.1	11.26	
	4	263	9	29.22	Sur consolidé
	5	263	9.09	28.93	
	6	212	7.98	26.57	
	7	196	14.5	13.52	
	8	205	10.2	20.10	
	9	2111	10.2	20.69	
	10	216	10	21.60	
	11	245	15.9	15.41	
	12	240	16	15.00	
	13	321	24.9	12.89	
	14	438	20	21.90	
	15	700	21.6	32.4133.95	
SP 07 PK 29+241	1	263	16.2	16.23	Sur consolidé
	2	533	15.7	33.95	Sous-consolidé
	3	152	15.5	9.81	
	4	59.3	9.93	5.97	
	5	247	14.1	17.52	Sur consolidé
	6	157	14.8	10.61	
	7	374	15.6	23.97	
	8	239	14.7	16.26	
	9	294	14.5	20.28	
	10	180	14.6	12.33	
	11	281	15.7	17.90	
	12	239	1.3	13.82	

	13	294	18.7	15.72	Normalement consolidé
	14	251	17.1	14.68	
	15	180	14.7	12.24	

SP	Profondeur (m)	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	État de consolidation
SP 08C Pk29+ 575 30	1	384	19.2	20.00	Sur consolidé
	2	430	24.4	17.62	
	3	303	14.1	21.49	
	4	226	10.7	21.12	
	5	329	15.2	21.64	
	6	235	17.1	13.74	
	7	210	14.3	14.69	
	8	295	9.87	29.89	
	9	119	9.81	12.13	Normalement consolidé
	10	96.9	9.08	10.67	Sur consolidé
	11	299	17.1	17.49	
	12	255	16.8	15.18	
	13	286	10.3	27.77	
	14	141	10.3	13.69	
	15	483	10.5	46.00	

Les résultats des essais pressiométrique ont fournies des valeurs du module pressiométrique E_M comprises entre... et ... et des valeurs de pression limites comprises entre ... et ... En se basant sur le rapport E_M/PI , les argiles sont principalement normalement consolidées et notamment au droit du profil en remblai situé au PK 20+400.

III.5.4. Essais de pénétration dynamique :

Tableau 3.6 : Synthèse des résultats des essais de pénétration dynamique

ESSAIS PDL	Profondeur	PK	Résistance de point R_p	
			R_p (Min)	R_p (Max)
PDL-13	2.60 m	22+349	206	500
PDL-14	2.20 m	23+701	350	492
PDL-15	3.80 m	24+617	46	486
PDL-16	2.60 m	26+550	209	498
PDL-17	2.60 m	26+756	210	495
PDL-18	3.40 m	27+350	90.5	475

PDL-19	4.20 m	28+950	91	484
PDL-20	4.40 m	29+318	36	482
PDL-21	3.80 m	29+330	45	489

Les essais PDL ont pour objectif de calculer la résistance des terrains (résistance au pointe et résistance dynamique au pointe) permettant en conjugaison avec les moyens de prospections directs, d'évaluer la capacité portante des couches les plus superficielles du terrain et en même temps de permettre la définition du contact avec les formations plus compétentes de base ou appartenant a la même formation supérieure ou appartenant a différentes formations géologiques .

- Les résultats des essais pénétrométrique sont synthétisés dans le tableau 3.8 ci-dessous :

- Tableau 3.7 : Synthèse des résultats essais au résistances au pointe

Essais PDL	Profondeur	Q _d moyenne (bars)	
PDL-13	2.6	200	Les résultats pénétrométrique montrent des résistances de pointe élevées (RP>90bars) avec un refus superficiel.
PDL-14	2.2	340	
PDL-01C	10.26	100	
PDL-15	3.8	340	
PDL-16	2.6	400	
PDL-17	2.6	200	
PDL O2C	7.07	400	
PDL-18	3.4	90	
PDL-19	4.2	90	
PDL 03C	8.18	310	
PDL-20	4.4	150	
PDL-21	3.8	150	

Les résultats des essais pénétrométrique montrent des résistances de pointe Q_d qui varie entre 90 et 340 entre les profondeurs 2.2m et 10.26m. Ces valeurs sont élevées et caractérisent des sols fins de bonne résistance (Q_d>50 bars) avec un refus superficiel.

III.6. Campagne d'investigation géotechnique au laboratoire

Les échantillons intacts et remanés, prélevés dans les puits de reconnaissance et les sondages carottés à différentes profondeurs ont fait l'objet d'analyse en laboratoire qui consiste à l'exécution des essais suivants :

❑ Essais physiques :

- 1) - Analyse granulométrique.
- 2) - Les limites d'Atterberg.
- 3) - Teneur en eau.
- 4) - Densité.
- 5) - Indice CBR.
- 6) - Essais VBS.
- 7) - Proctor modifié.

❑ Essais mécaniques :

- 1) - Détermination des caractéristiques mécaniques de résistances au cisaillement à la boîte de Casagrande :
 - Cohésion interne apparente du sol (C).
 - Angle de frottement apparent du sol (φ).
- 2) - Détermination des caractéristiques mécaniques de compressibilité à l'oedomètre :
 - Pression de consolidation (p_c) ;
 - Indice de compression (C_c) ;
 - Indice de gonflement (C_g).

- Les résultats des essais physiques ainsi que la classification GTR (voir section... du chapitre 1) et UIC 719R (Union Internationale des Chemins de Fer : Classification qui s'applique pour les ouvrages en terre et couches d'assises ferroviaires) : (voir Annexe...) sont présentés dans les tableaux récapitulatifs ci-dessous :

Puits	Prof	Pk	Analyse granulométrique %			Limite d'Atterberg		Proctor modifié		VBS	Teneur en eau	Indice CBR	CLASIFICATION	
			Dmax (mm)	2mm	80µm	WL (%)	Ip	γ_{dmax}	W _{opt}				GTR	UIC719 R
PR 01C	0.00-3.00	20+150	5	99.65	79.03	45.19	18.99	1.68	1.82	-	-	-	A2ts	QS1
PR 16C	0.00-3.00	20+550	5	99.66	79.18	45.55	19.17	1.68	18.2	-	-	-	A2ts	QS1
PR 17C	0.00-3.00	20+950	5	99.71	70.48	38.69	18.69	1.88	11.7	-	-	-	A2ts	QS1
PU-OB-14-14	2.20-3.00	21+300	5	91	66	44	22	1.75	14.14	3.54	16.2	1.6	A2s	QS1
PR 18C	0.00-3.00	21+700	5	99.83	71.2	31.07	14.64	1.66	12.2	3.25	-	1.4	A2ts	QS1
PR 19C	0.00-3.00	22+050	2	100	69.85	37.59	17.6	1.64	13.8	3.22	-	2.9	A2ts	QS1
PU-OB-15-14	1.00-3.00	22+349	0.2	100	78	49	24	1.74	11.17	4.2	16.5	2.46	A2s	QS1
PR 02C	0.00-3.00	22+500	5	97.85	7.63	35.38	10.83	1.64	20.6	2.6	-	-	A1	QS1
PR 20C	0.00-3.00	22+900	5	98.15	69.85	37.69	17.44	1.63	14	2.5	-	2.9	A1	QS1
PR 21C	0.00-3.00	23+300	2	100	72.1	69.98	49.24	1.9	11.6	2.5	-	-	A1	QS0
PU-OB-16-14	1.00-3.00	23+701	0.2	99	79	42	21	1.75	13.65	4.15	21.5	2.68	A2h	QS0
PU-OB-17-14	0.20-3.00	24+022	0.4	97	49	46	23	1.75	15.73	4.57	17.5	3.53	A2s	QS1
PR 03C	0.00-3.00	24+600	31.5	75.99	53.24	37.03	15.58	1.63	11.13	2.82	-	1	-	-
PU-OB-18-14	1.00-3.00	24+617	0.1	100	95	59	29	1.64	19.06	6.42	25.8	4.26	A3m	QS0
PR 22C	0.00-3.00	25+000	10	92.78	75.62	36.96	15.54	1.62	11.5	2.8	-	-	A2ts	QS1
PU-OB-19-14	0.20-3.00	25+300	0.3	100	78	45	22	1.74	15.53	48.84	15.5	2.16	A2s	QS1
PR 23C	0.00-3.00	25+700	5	99.83	80.8	44.66	21.69	1.67	14.2	3.83	-	1	A2ts	QS1

PR 24C	0.00-3.00	26+050	2	100	78.89	37.58	17.6	1.68	11.6	3.58	-	-	A2ts	QS1
PU-OB-20-14	0.20-3.00	26+400	0.3	99	75	47	24	1.73	16.31	4.85	12.9	3.41	A2ts	QS1
PR 04C	0.00-3.00	26+600	5	99.9	74.11	38.09	22.79	1.72	14	-	-	-	-	QS1
PU03	0.00-4.00	26+756	-	-	76	51	26	-	-	3.16	15.26		A3ts	QS0
PR 25C	0.00-3.00	27+000	2	100	74.38	42.16	19.65	1.78	11.7	2.05	-	1	A1ts	QS1
PU04	0.00-4.00	27+350		89	53	27	-	2.9	15.12	-	-	-	A3ts	QS0
PR 05C	0.00-3.00	27+600	5	99.5	51.78	-	1.89	11.6	3.08	-	-	1	-	QS1
PR 26C	0.00-3.00	28+000	5	99.79	87	48.49	24.75	1.7	17.7	3.2	-	-	A2	QS0
PU-OB-21-14	0.20-2.00	28+206	0.5	100	49	33	17	1.85	11.91	2.05	9.1	11.46	A1	QS1
PR 27C	0.00-3.00	28+600	10	99.46	68	39.53	21.59	1.81	14.3	3.5	-	-	-	QS1
PU-OB-24-14	1.20-3.00	29+300	0.1	100	91	12.4	19	1.85	11.25	3.09	12.4	1.56	A2	QS1
PR 28C	0.00-3.00	29+700	5	99.8	87.47	48.38	29.29	1.83	1.73	2.03	-	-	-	QS0
PR 29C	0.00-3.00	30+000	2	100	76	50.73	31.74	2.82	16.9	2.03	-	-	--	QS0

Tableau 3.8 : Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque puits de reconnaissance.

Les résultats de la classification GTR montre que les sols prélevés des puits de reconnaissances sont de classe A (Sols fins) avec des sous classes A1, A2 et A3.

- Un sol classé A2ts est un sol cohérent très sec, résistant, présentant une transition de comportement et sensible aux variations de teneur en eau.
- Un sol classé A2s est un sol cohérent sec, résistant et sensible aux variations de teneur en eau.
- Un sol classé A2h est donc un sol cohérent humide, résistant et contenant de l'humus. La présence d'humus peut avoir des implications sur les propriétés géotechniques du sol, notamment en termes de rétention d'eau, de compressibilité et de comportement mécanique.
- Un sol classé A3m est un sol cohérent moyen, contenant des matériaux meubles et ayant une résistance inférieure par rapport aux sols classés avec un chiffre "2". Les sols A3m peuvent être plus sensibles aux tassements, à l'érosion ou à d'autres problèmes liés à leur composition meubles.

Les résultats de la classification UIC719R montre que les sols prélevés des puits de reconnaissances sont de classe QS1 et QS0.

Les sols de classe QS0 sont selon UIC 719R, des sols "impropres" à la réalisation d'une plate-forme correcte et nécessitant certaines mesures confortatives (substitution du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, utilisation de géotextiles, renforcement par pieux, etc.).

Il est à noter que la classe de qualité du sol support le plus souvent rencontré le long du tracé et en majorité QS1 (Sols médiocres). Selon UIC 719R, ces sols sont acceptables tels quels, dont on doit toujours se préoccuper du bon drainage. Ces sols peuvent, éventuellement, être transformés en sols de meilleure qualité par un traitement approprié (traitement aux liants, par exemple)

Tableau 3.9: Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque sondage carotté (phase APD)

N°	Prof	limite d'Atterberg			Analyse granulométrique %			Cisaillement UU		Oedomètre%		
		wL (%)	WP (%)	IP	<2 mm	< 80um	<2 um	C (bar)	φ (°)	Cc%	P'c (Bar)	Cg %
SC- OB - 09-14	6.00-6.90	41.496	25.935	25.53	100	85	45	0.625	15	0.160	1.26	0.031
	8.70-9.00	28.280	14.170	14.110	100	70	/	0.107	22	0.090	1.33	0.013
	4.70-5.20	52.566	26.48	26.066	100	100	56	0.173	13	0.177	1.88	0.030
SC- OB - 10-14	6.90-7.30	71.472	35.630	35.842	100	100	/	0.359	2	0.181	4.46	0.053
	2.25-2.50				100	88	44					
	6.60-7.00	70.358	34.730	35.628	100	100	/	0.59	4	0.177	2.38	0.046
SC- OB - 11-14	7.50-8.00	36.797	18.850	17.947				0.105	17	0.129	1.60	0.028
	2.60-2.90	44.175	21.650	22.525	100	83	41	0.408	1	0.211	2.70	0.025
	4.70-5.00				100	82	/					
	6.50-6.80	45.429	23.405	22.024				0.439	6	0.176	2.01	0.025
SC- OB - 12-14	2.60-2.90	43.321	21.885	21.436	100	80	43	0.136	7	0.140	5.60	0.028
	4.30-4.60	47.266	24.235	23.031	100	83	/	0.392	15	0.181	2.07	0.031
	2.10-2.30	31.062	15.495	15.587				0.514	4			
SC- OB - 13-14	5.50-6.00	44.900	23.445	21.455	100	91	36			0.139	1.07	0.024
	7.00-7.25				100	100	/					
	2.10-2.30	31.062	15.495	15.587				0.514	4			
SC-OB-14-14	5.50-6.00	44.900	23.445	21.455	100	91	36			0.139	1.07	0.024
	7.00-7.25				100	100	/					

Tableau 3.10 : Résultats des essais physico-mécaniques et classification des sols pour chaque sondage carotté (phase d'exécution)

N°	Prof	Limite d'Atterberg			Analyse granulométrique %			Cisaillement UU		La teneur en eau		Sous classe (GTR)
		WL (%)	W _P (%)	I _P	<2 mm	< 80um	<2 um	C (bar)	φ (°)	W	Masse volumique	
SC02	2-2.40	55.07	23.36	31.71	/	/	/	/	/	17.8	2.10	<u>A3</u>
	5-5.45	56.93	23.25	33.68	/	86	70	/	/	/	/	<u>A3</u>
	9-10	57.27	24.53	32.74	/	/	/	/	/	18.88	2.10	<u>A3</u>
	13-13.6	35	14.66	20.34	100	90	71	/	/	/	/	<u>A2</u>
SC03	1-1.3	53.48	23.05	30.79	100	72	66	160	26.5	13.63	2.14	<u>A3</u>
	4.6-5	61.85	26.2	35.65	100	92	82	/	/	20.15	2.07	<u>A3</u>
	6-6.45	48.2	23.74	24.46	100	98	82	/	/	18.16	2.06	<u>A2</u>
	11.6-12	33.83	15.34	18.49	90	71	63	/	/	8.14	2.14	<u>A2</u>
SC04	1.6-2	45.8	20.29	25.58	98	85	76	60	10	12.51	2.06	<u>A3</u>
	9-9.35	28.2	12.85	15.35	92	80	73	/	/	11.35	2.13	<u>A2</u>
	4-4.35	/	/	/	/	94	88	/	/	/	/	<u>A2</u>
	14-14.5	/	/	/	/	95	78	/	/	/	/	<u>A2</u>
SC05	2-2.4	64.82	26.95	37.87	100	83	41	/	/	23.84	1.97	<u>A3</u>
	5-5.45	59.01	23.65	35.36	100	82	/	/	/	24.14	1.97	<u>A3</u>
	9.5-10	56.95	21.83	35.12	/	/	/	/	/	20.32	2.11	<u>A3</u>
	13-13.6	37.22	15.87	21.35	99	90	85	/	/	11.6	2.21	<u>A2</u>
SC08	1.75-2	43.98	21.19	22.79	95	90	72	/	/	16.05	2.15	<u>A2</u>
	6.4-6.7	44.83	17.49	27.34	99	90	76	/	/	18.33	2.09	<u>A2</u>
	14-14.5	42.59	17.98	24.61	/	91	69	/	/	20.66	2.03	<u>A2</u>
	11.5-12	29.63	18.44	11.19	/	85	63	70	19.87	24.22	1.98	<u>A1</u>
SC20	1-1.45	44.05	19.17	24.88	100	76	70	/	/	11.32	2.1	<u>A2</u>

	5-5.45	47.4	15.52	31.88	/	79	70	/	/	14.04	2.05	A3
	9-9.4	43.1	18.81	24.29	100	80	77	/	/	13.46	2.13	A2
	13-13.45	42.2	16.41	25.79	/	90	79	/	/	16.82	2.09	A3
SC21	1-1.45	43.11	19.15	23.9	100	80	71	40	26.56	11.97	2.10	A2
	5-5.95	45.83	20.22	25.61	100	77	70	60	27.36	11.54	2.15	A3
	9-9.4	40.78	17.34	23.44	100	78	76	/	/	12.37	2.12	A2
	12-12.4	47.12	15.05	32.07	100	79	68	/	/	12.42	2.06	A3

Les résultats de la classification GTR montre que les sols prélevés des sondages carottés poussés jusqu'à 15 m de profondeurs sont aussi de classe A (Sols fins) avec des sous classes A1, A2 et A3.

Tableau 3.11: les résultats des essais mécanique et physique des sondages carottes (phase d'exécution)

N°	PK	Prof	limite d'Atterberg					Analyse granulométrique %			Cisaillement direct		Odomètre%				
			wL (%)	wP (%)	IP	W	lc	<2m m	< 80um	<2 Um	Ci (kPa)	phi	Cc%	P'c (Bar)	Cg %	Cs%	
SC-01		1.50-2.00	52	26	26	19.87	1.24	98	91	64.95	38	11					
		4.80-5.00	56	27	27	/	/	/	/	/			17.65	1.39	5.73	1.44	
		8.00-8.50	/	/	/	/	/	/	/	/	31	15	19.32	1.50	6.84	1.44	
SC-02		1.50-2.00	53	26	26	/	/	98.00	91.00	64.95	37	10					
		5.45-6.00	/	/	/	/	/	98.00	79.00	50.14	28	20	24.65	1.42	2.80	2.16	
		8.00-8.60	45	23	23	19.33	1.11	98.00	70.00	46.24			27.98	1.42	3.19	2.49	

III.7. Analyse chimique

III.7.1. Agressivité des sols

Tableau 3.12 : agressivité des sols

SONDAGE	PK	PROFONDEUR (m)	Sulfates (%)	Agressivité
SC-OB-09-14	20+361	3.65-3.9	6.60	A4
SC-OB-10-14	23+095	4.7-5.2	TRACES	A0
PU-OB-16-14	23+701	1.00-3.00	TRACES	A0
PU-OB-17-14	24+022	2.00-3.00	10.5	A4
SC-OB-11-14	24+597	6.60-7.00	TRACES	A0
PU-OB-18-14	24+617	1.00-3.00	11.1	A4
PU-OB-19-14	25+300	0.20-3.00	6.5	A4
SC 21C	25+525	5.50-5.95	2.29	A4
PU-OB-20-14	26+400	0.20-3.00	4.85	A4
SC 20C	26+500	5.50-5.45	0.3	A1
SC-OB-13-14	26+750	2.60-2.90	TRACES	A0
SC 06C	27+582	1.20-1.60	2.52	A4
SC 07C	28+400	2.50-3.00	0.08	A0
SC O2	29+351	5.45-6.00	0.19	A0

Le niveau d'agressivité du sol ou des eaux, c'est-à-dire les classes d'expositions Ai (attaques chimiques) peut être évalué selon les valeurs de la teneur en sulfates. Selon la norme relative à la classification de l'environnement agressif (NF P 18-011,1992).

Tableau 3.13 : Norme relative à la classification de l'environnement agressif (NF P 18-011,1992).

Classe d'agressivité	Spécifications (%)	Environnement
A0	0.0-0.24	Non agressif
A1	0.24-0.60	Faiblement agressif
A2	0.60-1.20	Moyennement agressif
A3	1.20-2.40	Fortement agressif
A4	>2.40	Très fortement agressif

III.7.2. Risque de dissolution des gypses :

Tableau 3.14 : Interprétation des résultats de dissolution de gypse

SONDAGES	PK	PROFONDEUR (m)	GYPSES	INTERPRITATION
PR 16C	20+550	0.00-3.00	TRACES	DES RESULTATS SIGNIFICATIFS A UN TAUX DE GYPES FAIBLE
PR 17C	20+950	0.00-3.00	TRACES	
PR 18C	21+700	0.00-3.00	TRACES	
PR 19C	22+050	0.00-3.00	TRACES	
PR 02C	22+500	0.00-3.00	TRACES	
PU-OB-16-14	23+701	1.00-3.00	TRACES	
SC 04C	23+875	1.60-2.00	4.3	
PR 03C	24+600	0.00-3.00	TRACES	
PR22C	25+000	0.00-3.00	TRACES	
SC 21C	25+525	1.00-1.45	3.5	
		5.50-5.95	4.11	
		9.00-9.40	2.68	
PR 23C	25+700	0.00-3.00	TRACES	
PR 24C	26+050	1.00-1.50	TRACES	

SC 20C	26+600	0.00-3.00	0.54
PR 04C	27+000	0.00-3.00	TRACES
PR 25C	27+600	0.00-3.00	TRACES
SC 01	27+514	4.80-5.00	4.83
PR 05C	27+600	0.00-3.00	TRACES
PR 26C	28+000	0.00-3.00	TRACES
PR 27C	28+600	0.00-3.00	TRACES
SC 02	29+351	5.45-6.00	3.4
PR 28C	29+700	0.00-3.00	TRACES

D'après des résultats d'analyses nous avons constaté que les proportions de gypse dans le sol sont faibles.

Les zones avec un taux de gypses élevé peuvent poser des problèmes géotechniques tel que les affaissements dus à la dissolution du gypse, le quel en présence d'eau aboutirait à la création de vides (cavités souterraines) par dissolution, ou à une succession cyclique de retrait et gonflement par hydratation de l'anhydrite (gypses déshydrate) ou par dissolution de gypse.

Il est recommandé de protéger ces sols sensibles à l'eau par les méthodes appropriées tel que la pose d'une geomembrane pour protéger la plateforme des actions des eaux de pluies ou de percolation naturelles.

III.8. Interprétation des résultats des essais de laboratoire :

III.8.1. Résultats de puits de reconnaissances :

✚ Les résultats des essais de laboratoire montrent ce qui suit :

- Les résultats des analyses granulométriques montrent une granulométrie des sols fins (les passants au tamis 0.08m), dépassent les 35 %.
- Les teneurs en eau sont faibles par rapport à la teneur OPM, ce qui traduit un état sec des sols probablement du à la période de sècheresse.

- Selon la classification du taux de gonflement (Snetchen et al 1977), nous avons des sols à potentiel de gonflement moyen pour des limites de liquidité qui varient entre 35 et 50 %, cependant l'analyse des indices de plasticité montre que nous avons des formations à plasticité élevée.

✚ **Essai Proctor** : L'essai Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau optimum.

La densité Proctor obtenus est comprise entre 1.60 et 1.80 t/m³, avec des teneurs en eau W_{opm} variant entre 9.5 et 16.5 %.

✚ **Essai CBR** : Les essais de CBR ont été réalisés dans le but de vérifier la portance du sol CBR a 95 % OPM ne dépasse pas les 5 %.

Selon les résultats obtenus a partir des essais au laboratoire sur les différents puits de reconnaissances, nous sommes en face a des sols fins de classe A essentiellement A2.

III.8.2. Résultats des sondages carottés :

✚ **L'analyse granulométrique** :

Les essais granulométrie réalisés sur les échantillons remaniés montrent un pourcentage de passants à 0.08 mm plus de 35 %, ces résultats montrent que le sol fin est identifié comme étant une argile limoneuse.

✚ **La densité sèche du sol (γ_d)** :

γ_d est le rapport du poids total du matériau sec contenu dans une matrice de sol sur un volume de ce même sol. Les valeurs obtenues pour les sondages carottés dépassent pour la plupart des échantillons 1.80 t/m³ ce qui les identifié comme étant des matériaux denses.

✚ **Essai de compressibilité a l'odomètre** :

Le coefficient de gonflement (C_g) est souvent inférieur a 4% ce qui traduit un sol non gonflant et le coefficient de compressibilité (C_c) traduit souvent un sol peu compressible a moyennement compressible. Toutefois a zone du projet est traverse sporadiquement par des argiles compressibles et gonflantes situées aux : **PK 29+350 ou $C_c > 0.2$ et $C_g > 0.04$.**

- Classification selon UIC :

Le pourcentage des fines de tous les sondages > 40 % → sols comportant plus de 40 % de fines → alors le sol est de **classe QS1 → SOLS MEDIOCRES.**

III.9. CONCLUSION :

La réalisation des essais d'identification et des essais mécaniques aux laboratoires sur plusieurs échantillons du sol prélevés de nombreuses profondeurs, nous ont permis d'aboutir à deux classifications du sol :

- ❖ Selon la classification GTR : En général sont des sols fins ; argileux
- ❖ Selon la classification UIC719R, la classe de qualité du sol support le plus souvent rencontrée est la classe QS1 (Sols médiocres).

IV .1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité des profils en remblai et en déblais les plus défavorables détectés dans la zone d'étude. Le profil en remblai sera vérifié au tassement, poinçonnement et au glissement tant dis que le profil en déblai sera vérifiée au glissement à court terme et à long terme. Dans le cas ou la valeur du tassement dépasse le seuil critique, une solution optimale de renforcement du remblai doit être proposée. Dans le cas ou la stabilité au glissement n'est pas vérifiée, une solution de stabilisation intéressante sur le plan technico-économique doit être également proposée.

Ces calculs seront effectués en utilisant le logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis. Les résultats seront présentés sous forme de tableaux et des figures, et feront l'objet d'une discussion approfondie.

IV.2. Présentation du logiciel

Le logiciel Plaxis 2D est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D.

IV.3. Fonctionnement du logiciel

Définition des données (Input) : Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input) : Hypothèses et géométrie. En pratique, pour des déblais et des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes. Concernant les caractéristiques des matériaux, le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb. On a deux différents types de comportement de sol :

- Comportement drainé ou aucune surpression interstitielle n'est générée.
- Comportement non drainé qui permet la génération complète des surpressions interstitielles.

IV.4. Présentation des cas étudiés

Les cas d'études consistent en l'analyse de la stabilité des déblais et des remblais sous la charge de la superstructure de la voie ferrée et des trains, de 30 kN/m. Le remblai possède une hauteur de 6.6 m et repose sur sol support constitué d'argile ayant 15 m de profondeur avec une pente de 1/2 pour assurer la stabilité. Le déblai quant à lui est constitué d'un sol argileux possédant une hauteur de 9.62 m avec une pente de 1/2. Les propriétés physique et mécanique des matériaux utilisés dans cette simulation ont été calculées par l'étude de l'homogénéité.

Tableau 4.1 : Caractéristiques du remblai, du déblai et du sol support.

Caractéristiques	Poids volumiques γ (kN/m ³)	Module de Young E (kPa)	Coefficient de poisson ν	Cohésion (C') (kPa)	Angle de frottement (φ') (°)
Remblai	21.21	9521	0.35	10	30
Déblai	20	1480	0.33	31	11
Sol support	20.46	9521	0.33	22	19

IV.5. Calcul du tassement

Dans ce qui suit, nous allons présenter les différentes étapes suivies pour remonter vers la valeur du tassement du remblai en utilisant le logiciel Plaxis 2D.

IV.5.1. Analyse numérique : Le comportement du remblai et de l'argile est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par les paramètres suivant : le poids volumique γ , le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c et l'angle de frottement interne des sols φ .

IV.5.2. Description du modèle

IV.5.2.1. Géométrie du modèle : La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique doit être établi sur PLAXIS INPUT en utilisant des points, des lignes et des couches qui sont générées par le programme. On souhaite étudier la stabilité d'un remblai de 6.6 d'hauteur et de ... m de largeur avec une angle de pente latérale 2H:1V sous un

chargement concentré de 15kN/m sur les deux voies. Le sol de fondation se compose d'un sol argileux de 14.8 m d'épaisseur. La nappe phréatique est supposé située à la surface du sol.

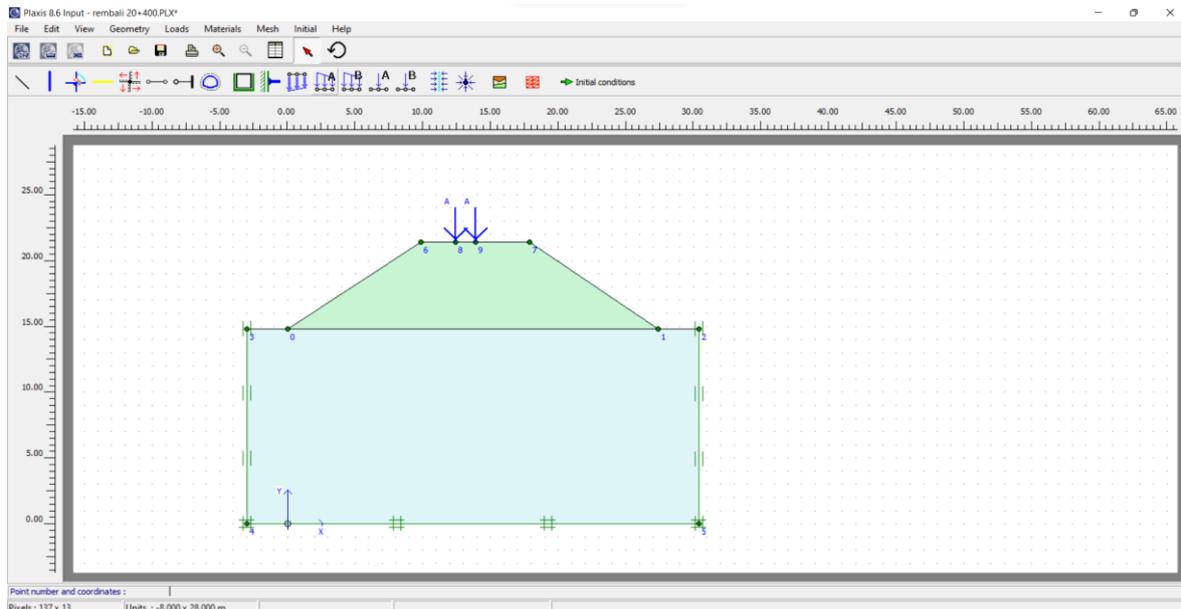


Figure 4.1 : Géométrie du modèle

IV.5.2.2. Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont choisies comme suit :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ($u_x = 0$);
- déplacement total nul suivant la base du modèle. ($u_x = u_y = 0$).

IV.5.2.3 Maillage : Une fois que le modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont attribuées à tous les clusters et objets structuraux, il est nécessaire de diviser la géométrie en éléments finis pour effectuer les calculs. Cette division de la géométrie en éléments finis est appelée maillage. Dans cette étude, nous utilisons des éléments finis triangulaire à 15 nœuds comme type de base pour le maillage. Pour cette étude, nous avons choisis l'élément triangulaire a 15 nœuds, qui offre une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique basée sur douze points de Gauss (points de contraintes).

PLAXIS permet la génération automatique de maillage en éléments finis. La génération du maillage puissent sembler désordonnées, leur performance numérique est généralement meilleure que celle des maillages régulier (structures).

Le maillage du modèle étudié est présenté dans la figure 4.2

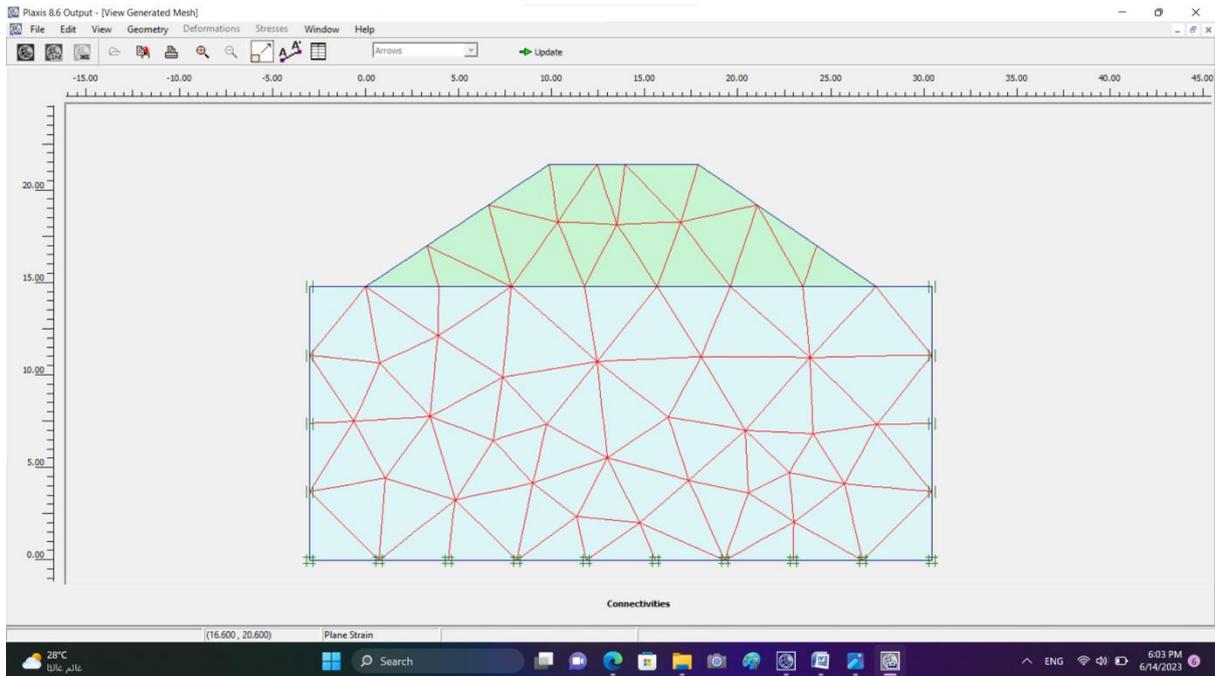


Figure 4.2 : Maillage du modèle.

IV.5.2.4. Les conditions initiales

Pour définir les conditions initiales, il est nécessaire de générer les contraintes initiales. Pour ce faire, il faut désactiver les éléments structuraux. Ensuite, les contraintes initiales sont générées en utilisant les valeurs par défaut de K_0 .

La valeur de K_0 est automatiquement proposée en fonction de la formule de Jacky. Dans ce cas, nous conservons le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. Ces conditions initiales sont essentielles pour démarrer les calculs des contraintes et des déformations dans le modèle.

IV.5.2.5. Résultats et discussion

➤ Sans renforcement :

Les Figures 4.3 et 4.4 présentent respectivement le champ de déplacement et de déformation du remblai sans renforcement en fin de consolidation.

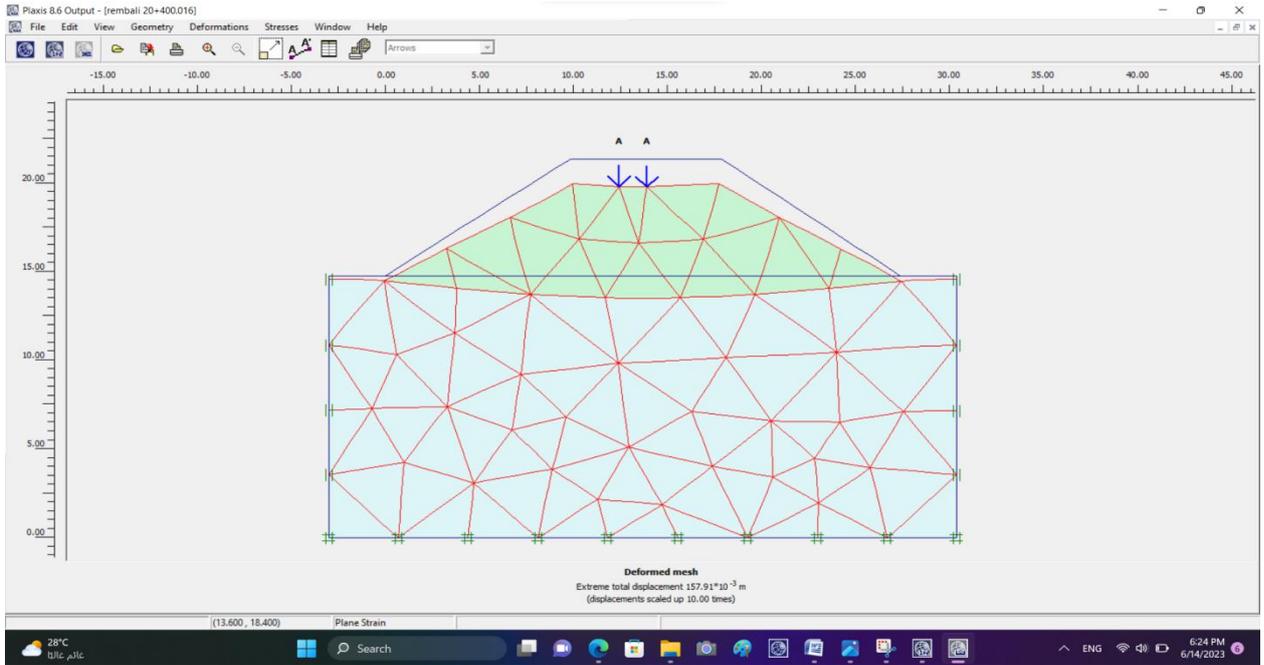


Figure 4.3 : déplacement totale sans renforcement

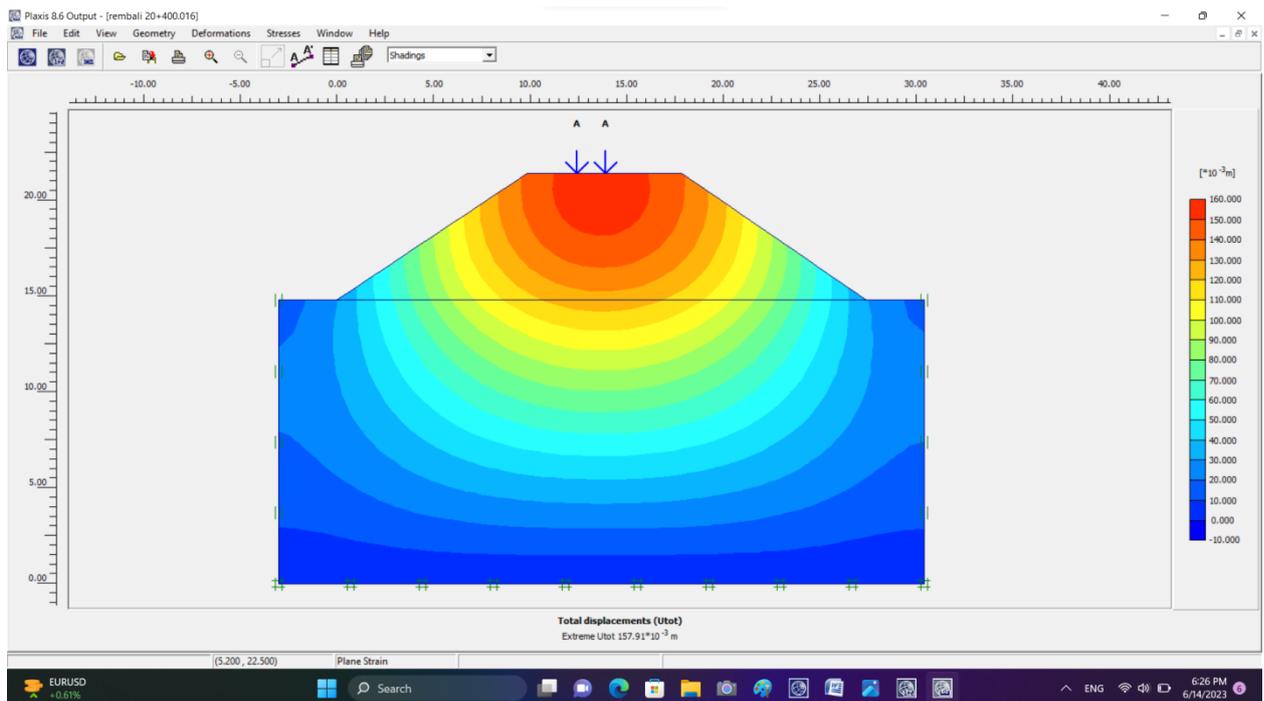


Figure 4.4 : Champs de déformation sans renforcement.

La valeur du déplacement total maximum enregistré sans renforcement est de 157.91mm. On note que le champ de déformation maximum représenté dans la figure 4.4 par la couleur rouge foncée est concentré sur la partie supérieure du remblai, sur une épaisseur qui varie entre 2 et 3m.

Cette valeur de tassement est inadmissible car le seuil critique à ne pas dépasser est de 20mm selon la SNTF. Par conséquent, nous proposons de renforcer le remblai avec des nappes de géotextiles.

➤ **Avec renforcement :**

Le tableau 4.2 présente les caractéristiques du géotextile que nous avons adopté dans les calculs.

Caractéristiques	EA(kN)
Géotextile	20000

Tableau 4.2 : Caractéristiques du géotextile.

Dans ce qui suit, nous allons renforcer le remblai en disposant une nappe de géotextile en investiguant deux variantes :

1^{ère} variante : qui consiste à disposer une nappe de géotextile chaque 1m en allant du bas vers le haut du remblai.

2^{ème} variante : qui consiste à disposer une nappe de géotextile en démarrant du haut et en allant vers le bas du remblai.

1^{ère} variante :

Les Figures ci-dessous présente les résultats obtenus en termes de champs de déplacement total avec la valeur maximale du tassement enregistré en fin de consolidation. L'objectif étant de déterminer la meilleure position de géotextile qui donne une valeur de déplacement total inférieur au seuil critique fixé à 20mm.

✚ Une nappe disposée à 1m :

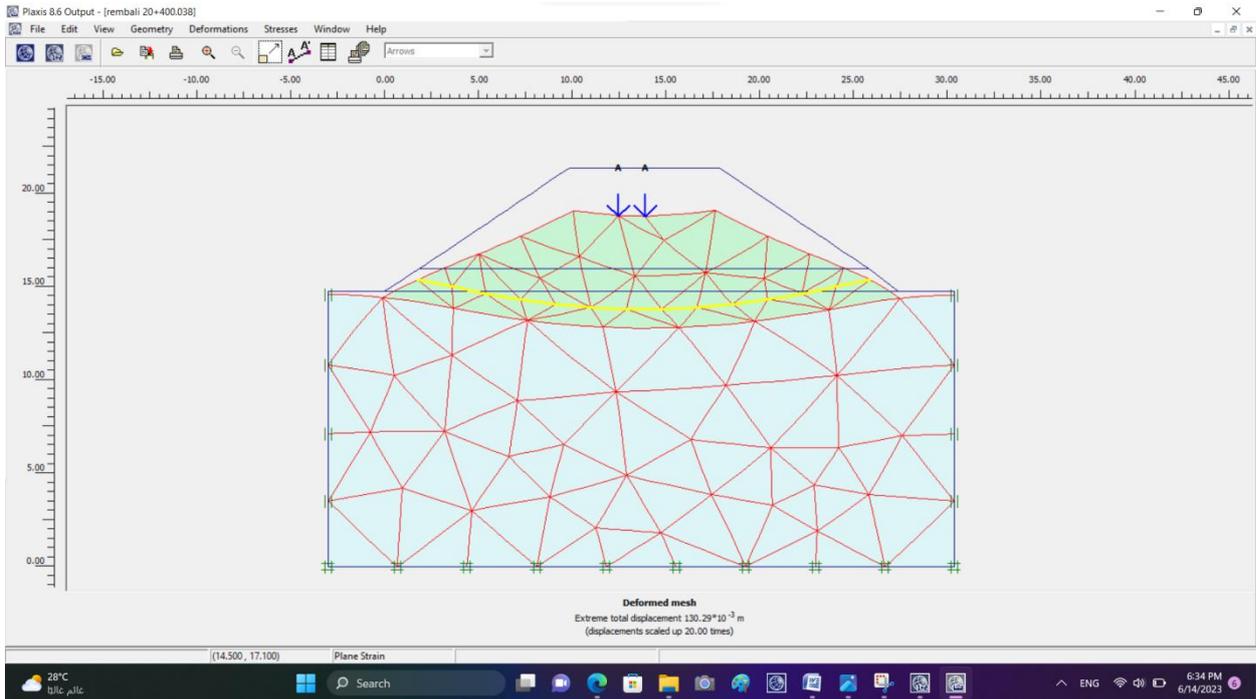


Figure 4.5 : Déplacement total avec une nappe de géotextile (Variante 1).

✚ Deuxième nappe disposée à 2m :

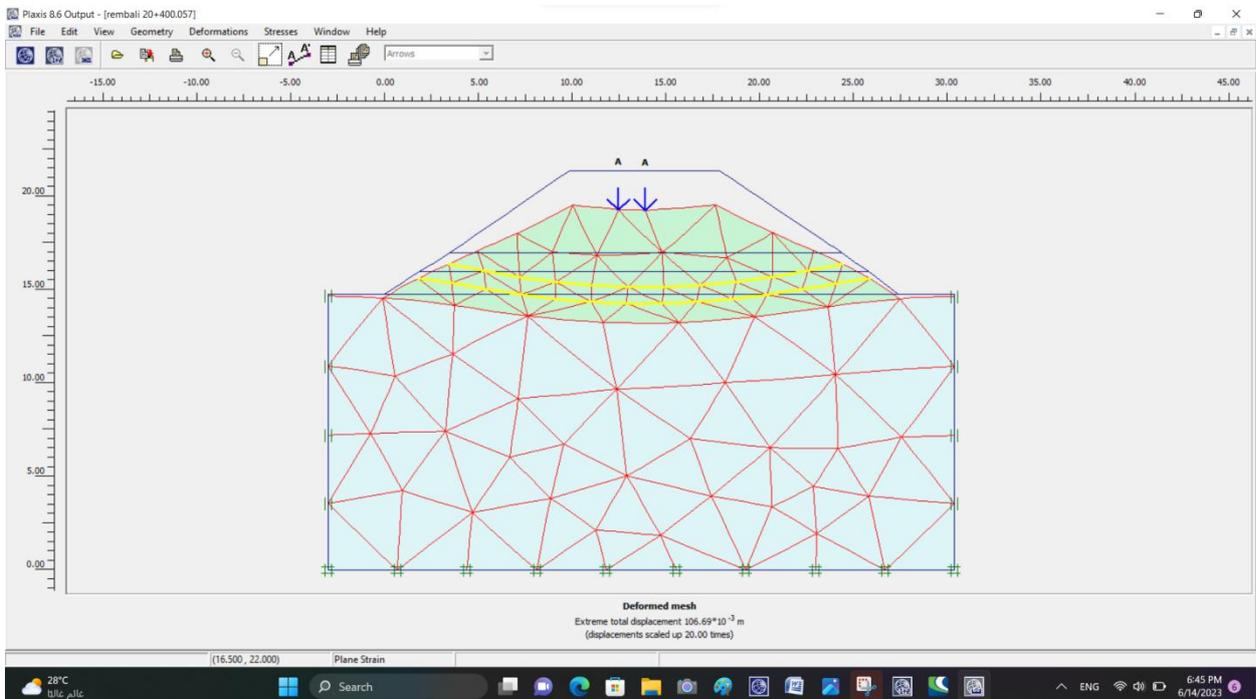


Figure 4.6 : Déplacement total avec deux nappes de géotextile (Variante 1).

✚ Troisième nappe disposée à 3m :

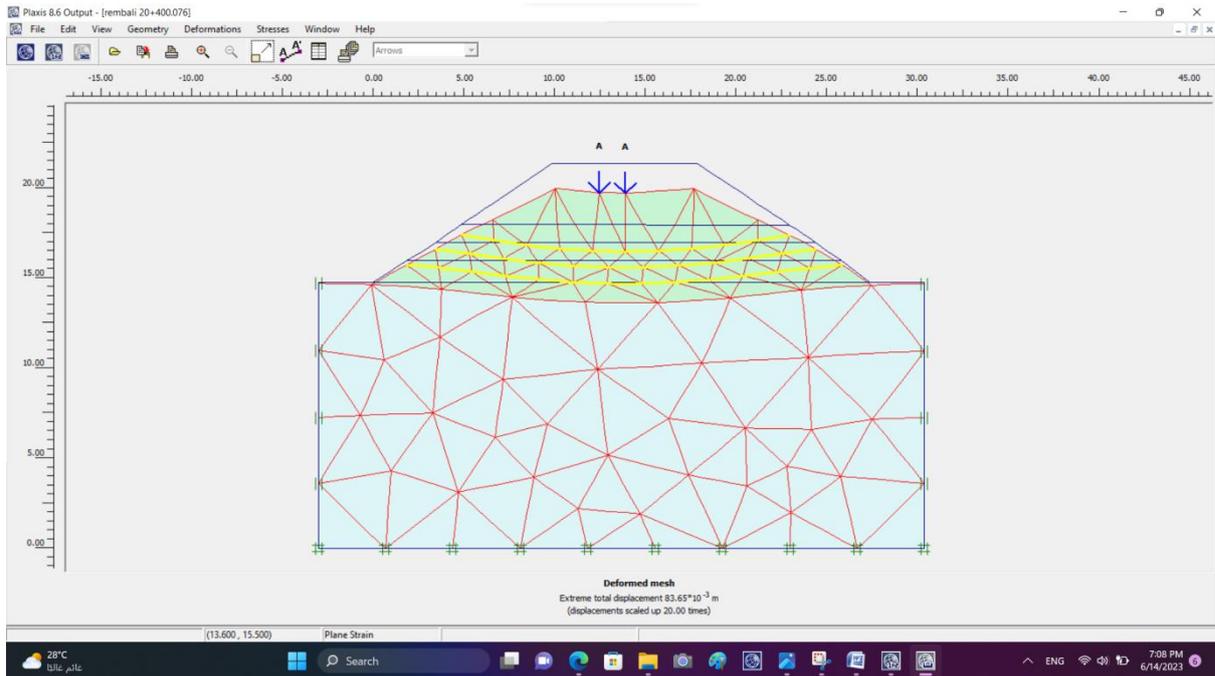


Figure 4.7: Déplacement total avec trois nappes de géotextile (Variante 1).

✚ Quatrième nappe disposée à 4m :

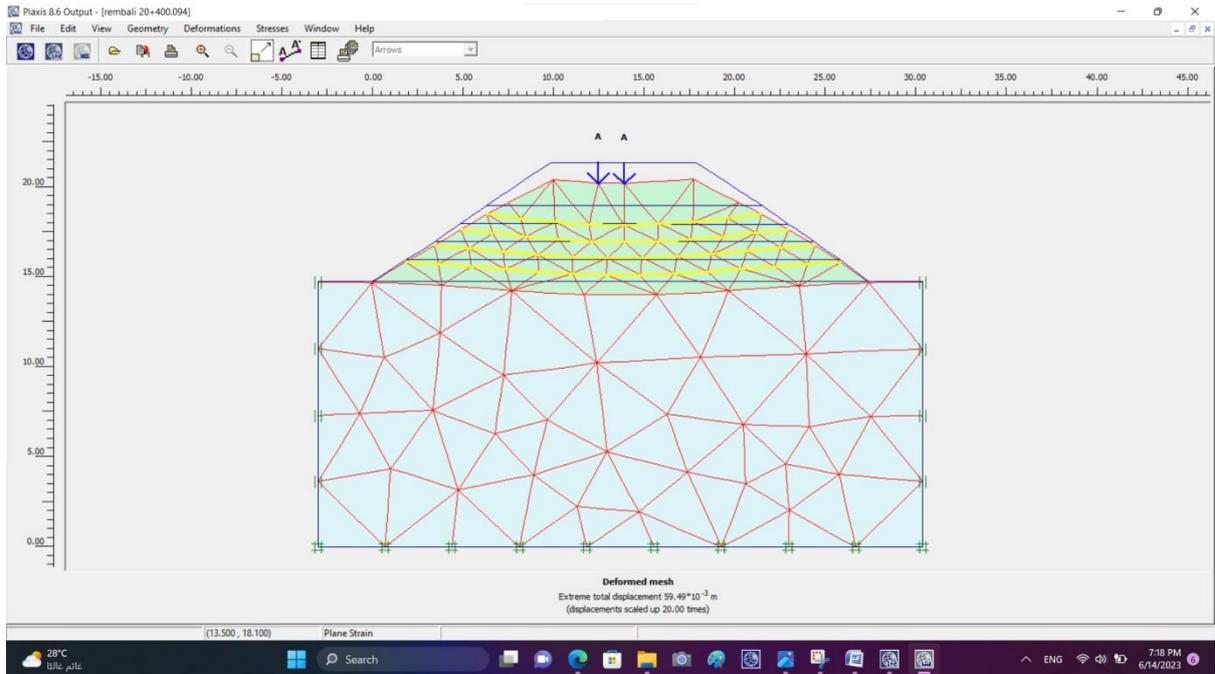


Figure 4.8 : Déplacement total avec quatre nappes de géotextile (Variante 1).

✚ Cinquième nappe disposée à 5m :

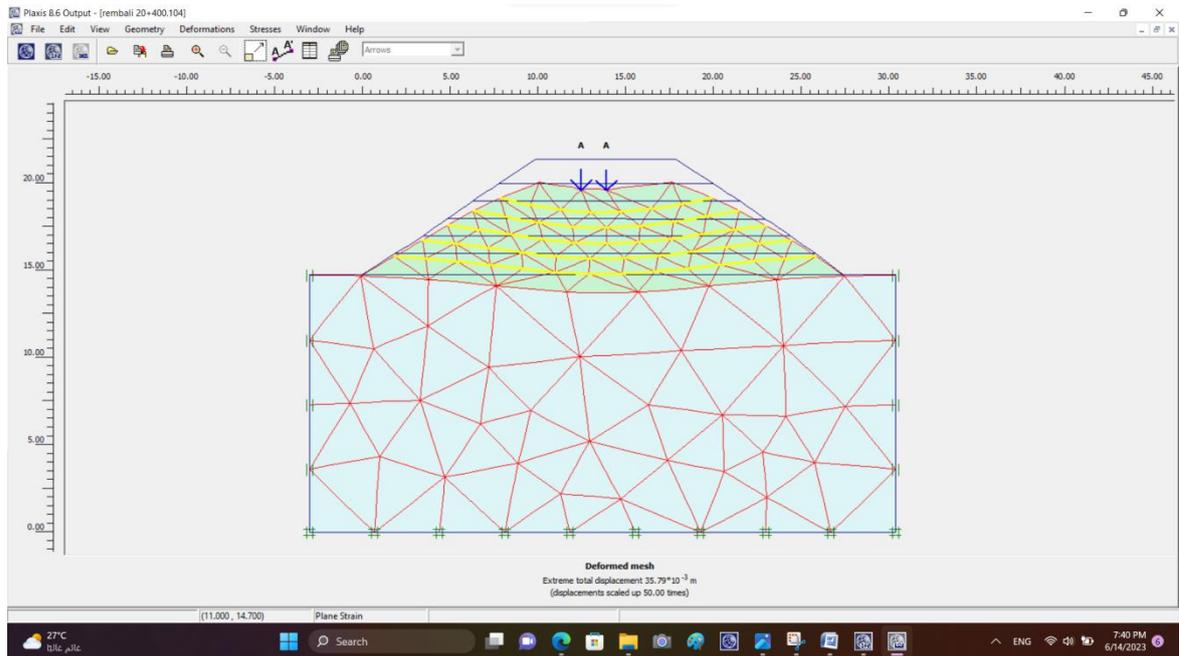


Figure : 4.9 : Déplacement total avec cinq nappes de géotextile (Variante 1).

✚ Sixième nappe disposée à 6m :

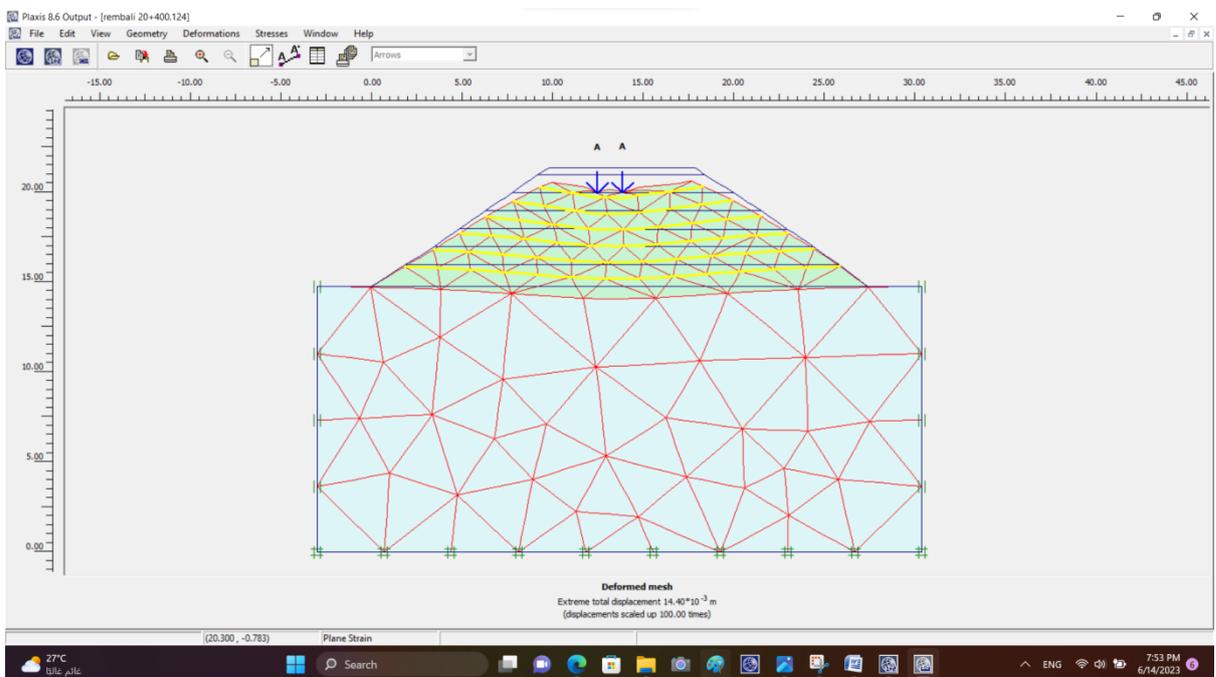


Figure 4.10 : Déplacement total avec six nappes de géotextile (Variante 1).

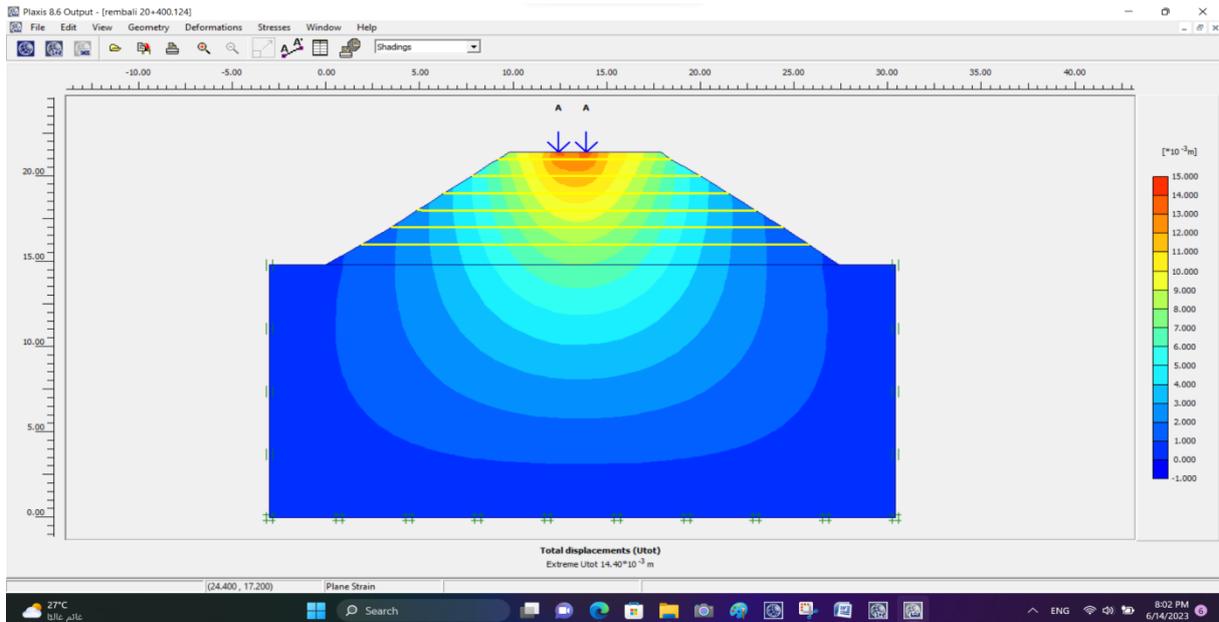


Figure 4.11 : Champs du déplacement total avec six nappes de géotextile (Variante 1).

Commentaire :

Le tableau 4.3 présente un récapitulatif des résultats des déplacements en fonction du nombre de nappes de géotextile pour la variante 1.

Tableau 4.3 : Résultats des déplacements sans et avec renforcement (variante 1).

Nombre de nappes	Tassement (mm)
Sans renforcement	157.91
Une nappe	130.29
Deux nappes	106.69
Trois nappes	83.65
Quatre nappes	59.49
Cinq nappes	35.79
Six nappes	14.4

On constate que la valeur du déplacement total maximum est disproportionnelle avec le nombre de nappes de géotextiles et varie entre 157.91mm sans renforcement jusqu'à 14.4mm avec six nappes. Cette variation est montrée dans la Figure 4.12.

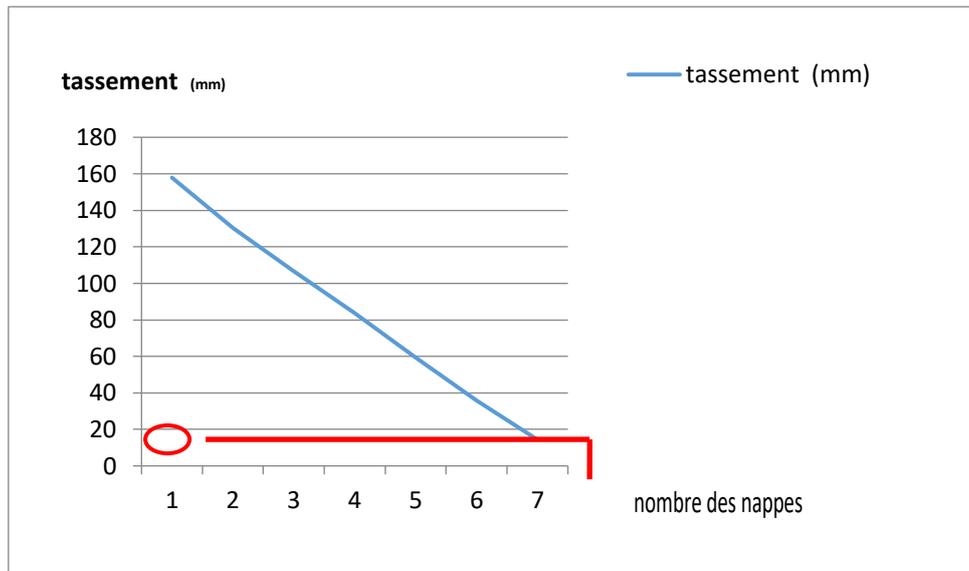


Figure 4.12 : Déplacement total (sans et avec renforcement) (Variante 1).

La réduction obtenue par rapport à la valeur du tassement sans renforcement est de 17.5% pour une nappe, et de 90.88% pour six nappes. La réduction du déplacement en dessous du seuil critique a nécessité la disposition de 6 nappes de géotextiles, engendrant ainsi un déplacement de 14.4mm.

2^{ème} variante :

Les Figures ci-dessous présente les résultats obtenus en termes de champs de déplacement total avec la valeur maximale du tassement enregistré en fin de consolidation. L'objectif étant de déterminer une position meilleure de géotextile qui donne une valeur de déplacement total inférieur au seuil critique fixé à 20mm.

Deux nappes disposées à 0.5m et à 1m :

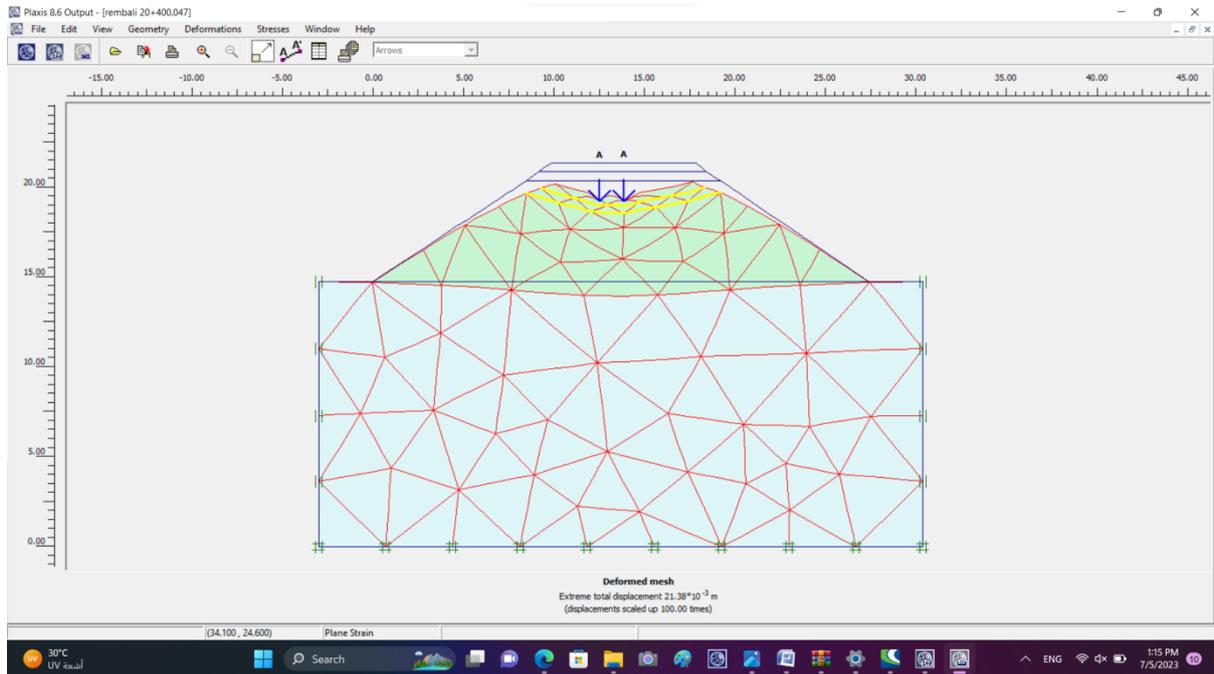


Figure 4.13 : Déplacement total avec deux nappes de géotextiles disposés en tête du remblai (chaque 50 cm) (Variante 2).

Troisième nappe disposées à 2m :

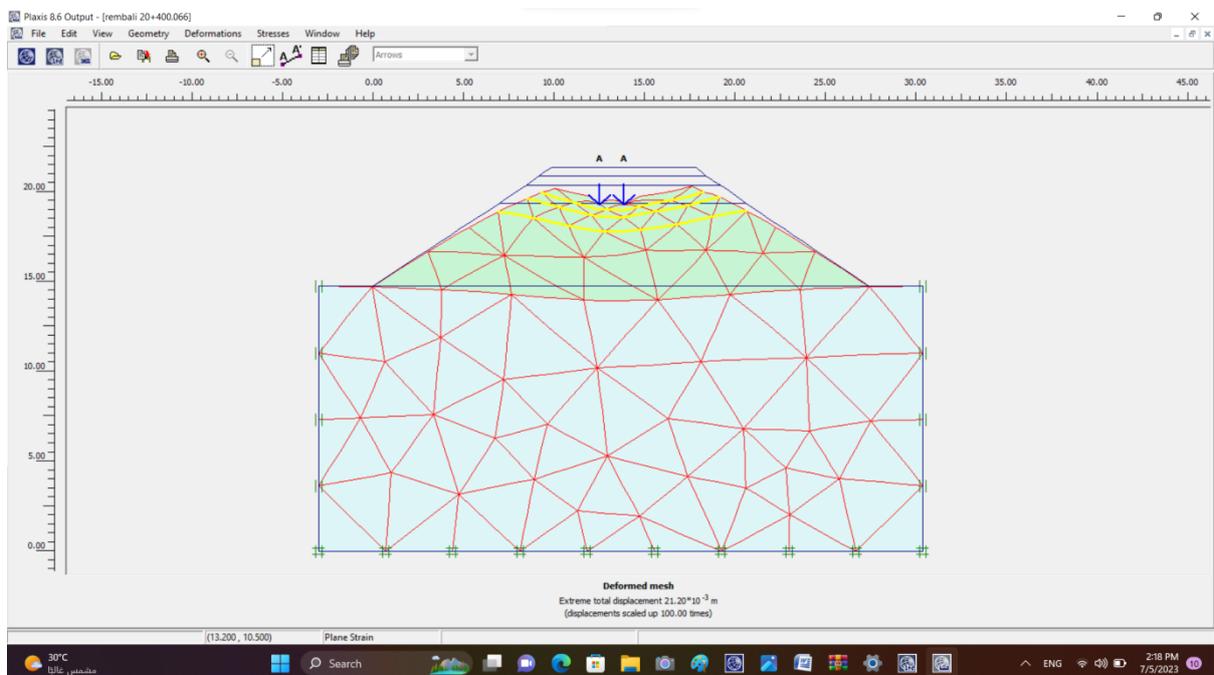


Figure 4.14 : Déplacement total avec trois nappes de géotextiles (Variante 2).

✚ Quatrième nappe disposées à 3m :

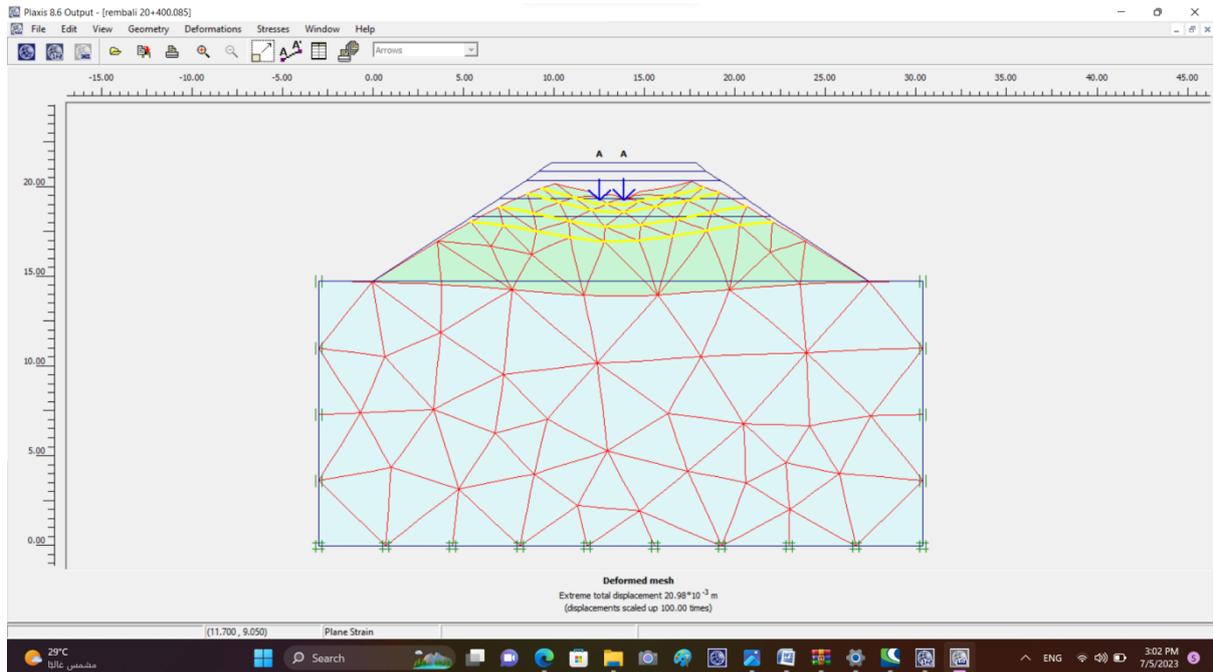


Figure 4.15 : Déplacement total avec quatre nappes de géotextiles (Variante 2).

✚ Cinquième nappe disposée à 4m :

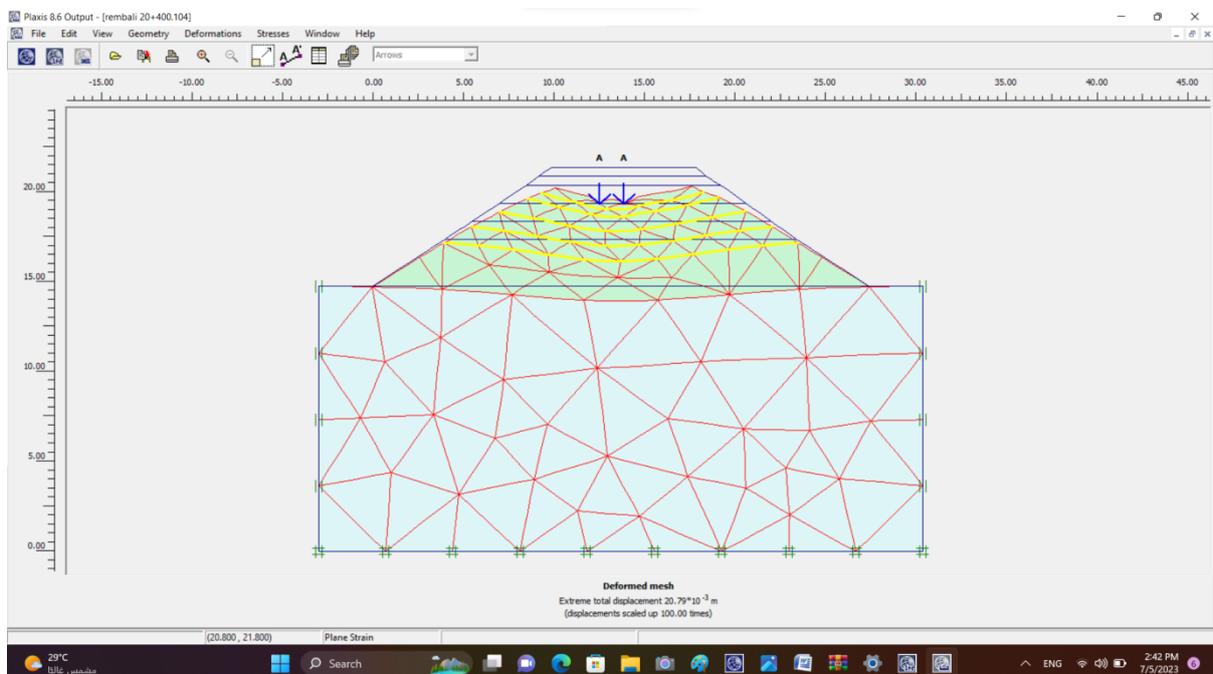


Figure 4.16 : Déplacement totale avec cinq nappes de géotextile (Variante 2).

Commentaire :

Le tableau 4.4 présente un récapitulatif des résultats des déplacements en fonction du nombre de nappes de géotextile pour la variante 2.

Tableau 4.4 : les résultats de déplacements (sans et avec renforcement).

Nombre de nappes	Tassement (mm)
Sans renforcement	157.91
Deux nappes chaque 50 cm	21.38
Trois nappes	21.20
Quatre nappes	20.98
Cinq nappes	20.79

On constate que la valeur du déplacement total maximum est disproportionnelle avec le nombre de nappes de géotextiles et varie entre 157.91mm sans renforcement jusqu'à 20.79 mm avec cinq nappes. Il est à noter qu'une réduction significative (-86.46%) a été obtenue en disposant deux nappes de géotextiles chaque 50cm à partir du haut du remblai. Au delà de ces deux nappes, une réduction négligeable (-0.37%) a été obtenue en disposant trois à cinq nappes. Cela peut s'expliquer par le fait que le champ de déplacement était concentré en tête du remblai.

En conclusion, le remblai peut être renforcé en disposant deux nappes de géotextiles chaque 50cm à partir du haut du remblai, ce qui permet d'atteindre un tassement de 21.38mm très proche du seuil critique.

IV.6. Etude de la stabilité du remblai et du déblai

IV.6.1. Stabilité du remblai

Conformément aux exigences du référentiel technique de la SNTF (chapitre 7.2.2, ouvrages en terres pour plateformes ferroviaires), les vérifications à effectuer pour les remblais sont :

- Vérification de la stabilité au poinçonnement : le remblai s'affaisse sans se rompre tandis que deux bourrelets se forment dans le terrain naturel de part et d'autre du remblai ;
- Vérification de la stabilité à la rupture par glissement générale à court terme et à long terme.

➤ **Profil de calcul** : Le profil de calcul pour la justification de la stabilité des ouvrages en terre (remblais) est situé au PK 20+400 présentant une hauteur critique $H_{max} = 6,64m$.

- Les sondages carottés réalisés dans la zone du projet qui se situe entre PK 20+00 au PK 30+00, ont permis de mettre en évidence la présence des argiles dans le sol support. Le tableau 4.6 récapitule les valeurs géomécaniques moyennes mesurées. On tient à signaler que pour notre projet situé au PK20+400, nous avons optés pour les valeurs qui correspondent à la couche d'argile marneuse pour le sol support soit $C_u = 14 \text{ kPa}$ et $\varphi_u = 12^\circ$ à court terme et $C' = 22 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 19^\circ$ à long terme.

Tableau 4.5 : Synthèse des valeurs géomécaniques moyennes à court terme.

Couche	Court terme							
	Cohésion C_u (kPa)				Angle de frottement φ_u ($^\circ$)			
	Min	Max	Moy	Valeur retenue	Min	Max	Moye	Valeur retenue
Argile marneuse	14	14	14	14	12	12	12	12
Argile Marron Sombres	La cohésion non draine a été déterminée en fonction de la pression limite du sol en se basent sur la corrélation de cassan (1988)			50	L'angle de frottement non drainé de l'argile est pris égal à 0 (approche critique)			0
Argile pâteuse noire	160			50	5.02			5

Tableau 4.6 : Synthèse des valeurs géomécaniques moyennes à long terme.

Couche	Long terme							
	Cohésion C' (kPa)				Angle de frottement φ' (°)			
	Min	Max	Moy	Valeur retenue	Min	Max	Moy	Valeur retenue
Argile marneuse	22	103	62.5	22	19	27	23	19
Argile Marron Sombres	30	60	45	30	22.86	27.36	25.11	22
Argile pâteuse noire	19.04			15	100			70

IV.6.1.1. Justification de la stabilité au poinçonnement

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture de sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. Dans le cas des sols mous fins cohérents, le coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement est donné par l'égalité suivante

$$: F_S = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{C_u \times N_c}{\gamma_r \times H_r}$$

Où,

- C_u : cohésion non drainée du sol, en kPa,
- γ_r : poids volumique du remblai, en kN/m³,
- H_r : hauteur du remblai, en mètres,
- N_c : coefficient de portance d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur h (d'après Mandel et Alençon). La largeur de fondation équivalente à B est la largeur moyenne du remblai, soit deux fois la projection horizontale d'un demi-talus plus la largeur de la plateforme au niveau du point P :
 - N_c est donné par un abaque ou de manière approchée par les relations suivantes :

- Pour $0 < \frac{B}{h} < 1.49 \rightarrow N_c = \pi + 2$
- $1.49 < \frac{B}{h} < 10 \rightarrow N_c \approx 0.468 < \frac{B}{h} + 4.445$
- Pour $\frac{B}{h} > 10 \rightarrow N_c \approx 9.125$

Les résultats des calculs effectués sont résumés dans le tableau 4.7. D'après ce tableau, la condition relative à la justification de la stabilité vis-à-vis la portance du sol (poinçonnement) est satisfaite le fait que le coefficient de sécurité obtenu $FS > 1,5$.

Tableau 4.7 : Justification au poinçonnement à la base des remblais.

PK PROFIL	Hr	γ_r	B	Cu (kPa)	NC	Fs	VERIFICATION
20+400	6.6	21.21	17.69	14	5.7	2.02	Justifié

IV.6.1.2. Justification de la stabilité au glissement rotationnel

Les facteurs globaux de sécurité retenus pour la justification de la stabilité au glissement exigés par le référentiel technique de la SNTF sont de :

- 1,30 pour la stabilité à court terme ;
- 1,50 pour la stabilité à long terme.

➤ Stabilité du remblai avant reprofilage

La stabilité du remblai initial possédant une hauteur 6.64m et des pentes de 3H :2V sera vérifié au glissement à court terme et à long terme.

➤ Stabilité à court terme

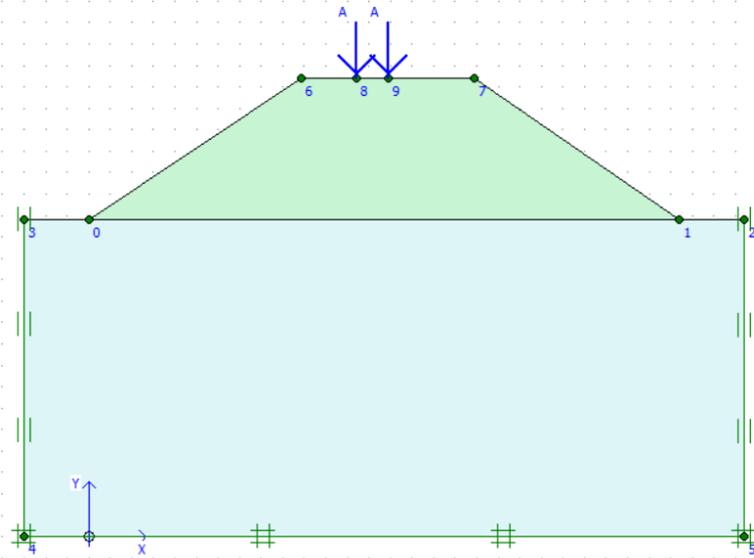


Figure 4.17 : Modèle étudié du remblai sans reprofilage.

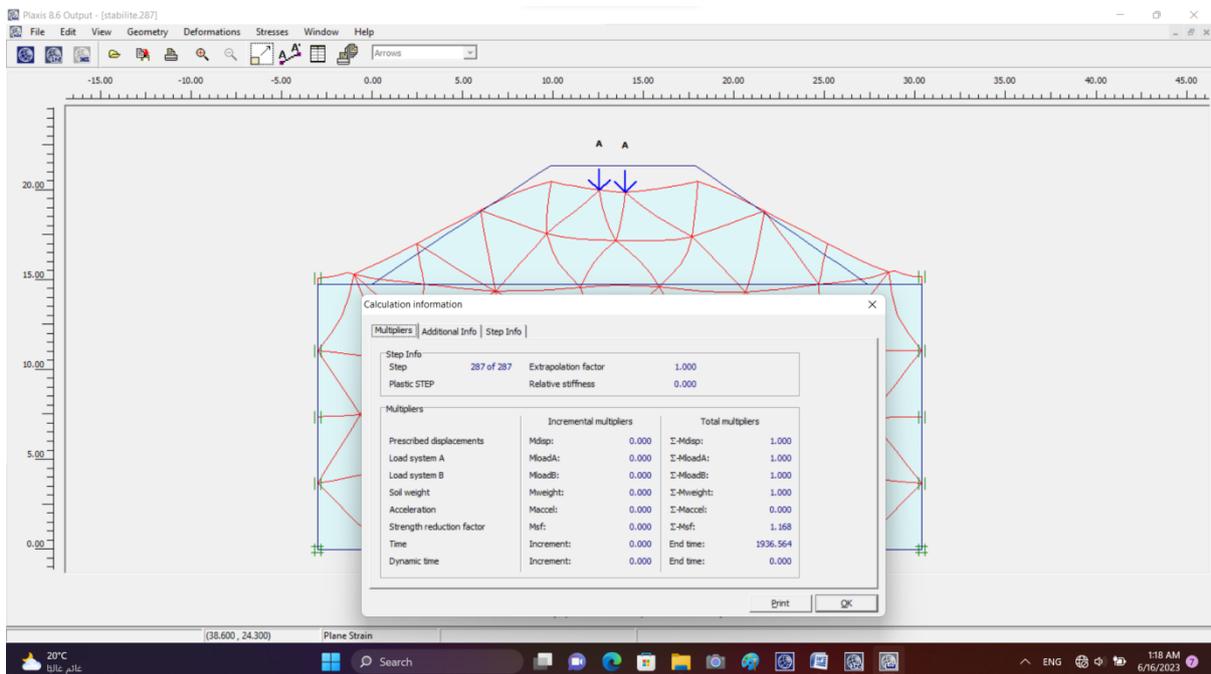


Figure 4.18 : Facteur de sécurité du remblai sans reprofilage (à court terme).

➤ **Stabilité à long terme**

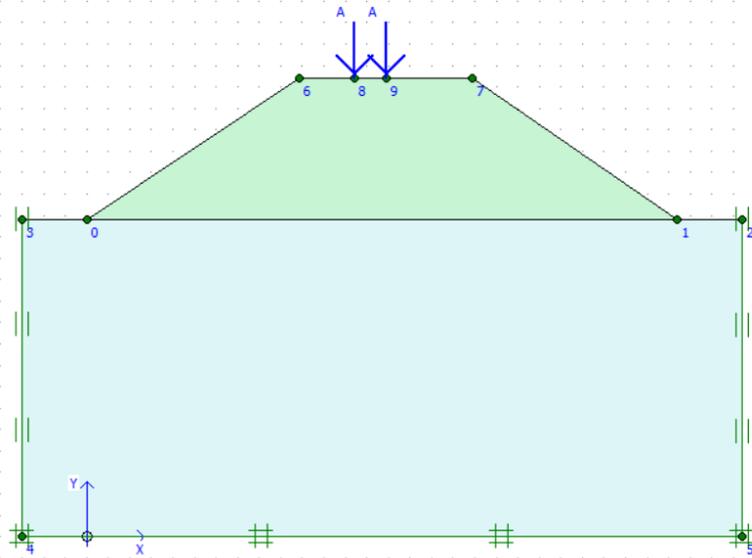


Figure 4.19: Modèle étudié du remblai sans reprofilage.

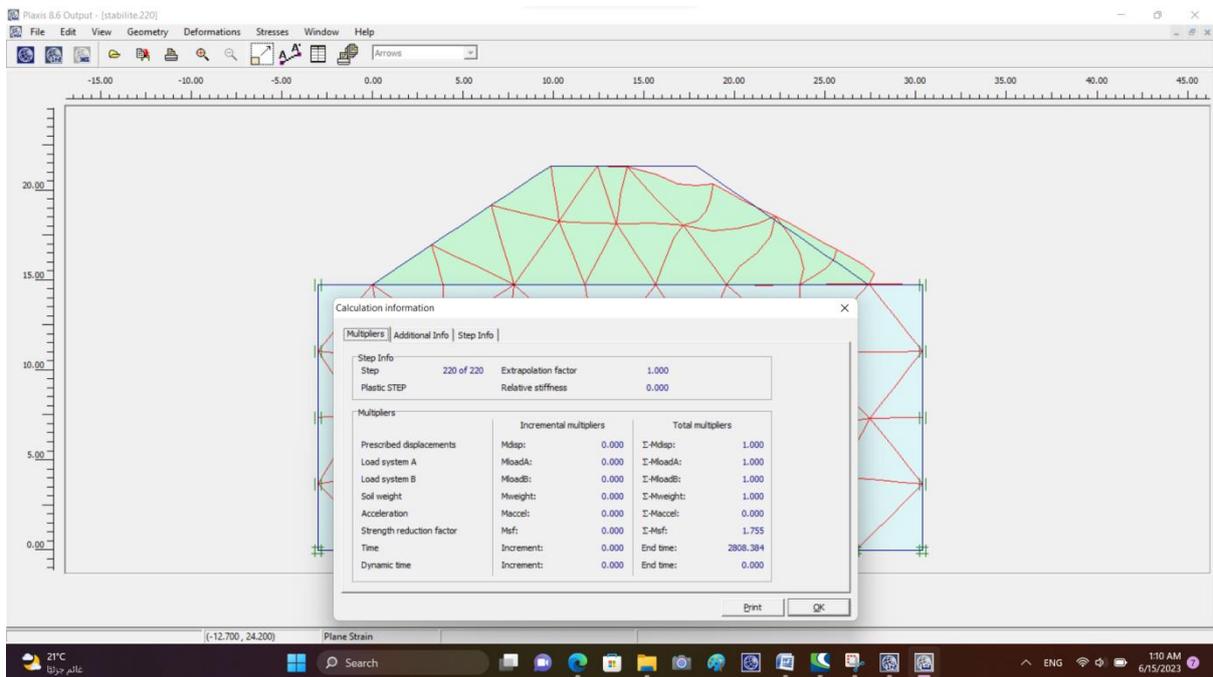


Figure 4.20 : Facteur de sécurité du remblai sans reprofilage (à long terme).

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité du remblai initial avant reprofilage sont récapitulés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Résultats de calcul de stabilité du remblai avant reprofilage.

PK profil	Situation	Facteur de sécurité	
		Court terme	Long terme
20+400	Statique	1.168	1.755

Ces résultats de calcul des facteurs de sécurité montrent que la stabilité du remblai n'est pas assurée à court terme ($F_s < 1.3$) contrairement à la stabilité à long terme ($F_s > 1.5$).

Dans le but d'améliorer le facteur de sécurité à court terme, un reprofilage sera proposé.

➤ **Stabilité du remblai après reprofilage**

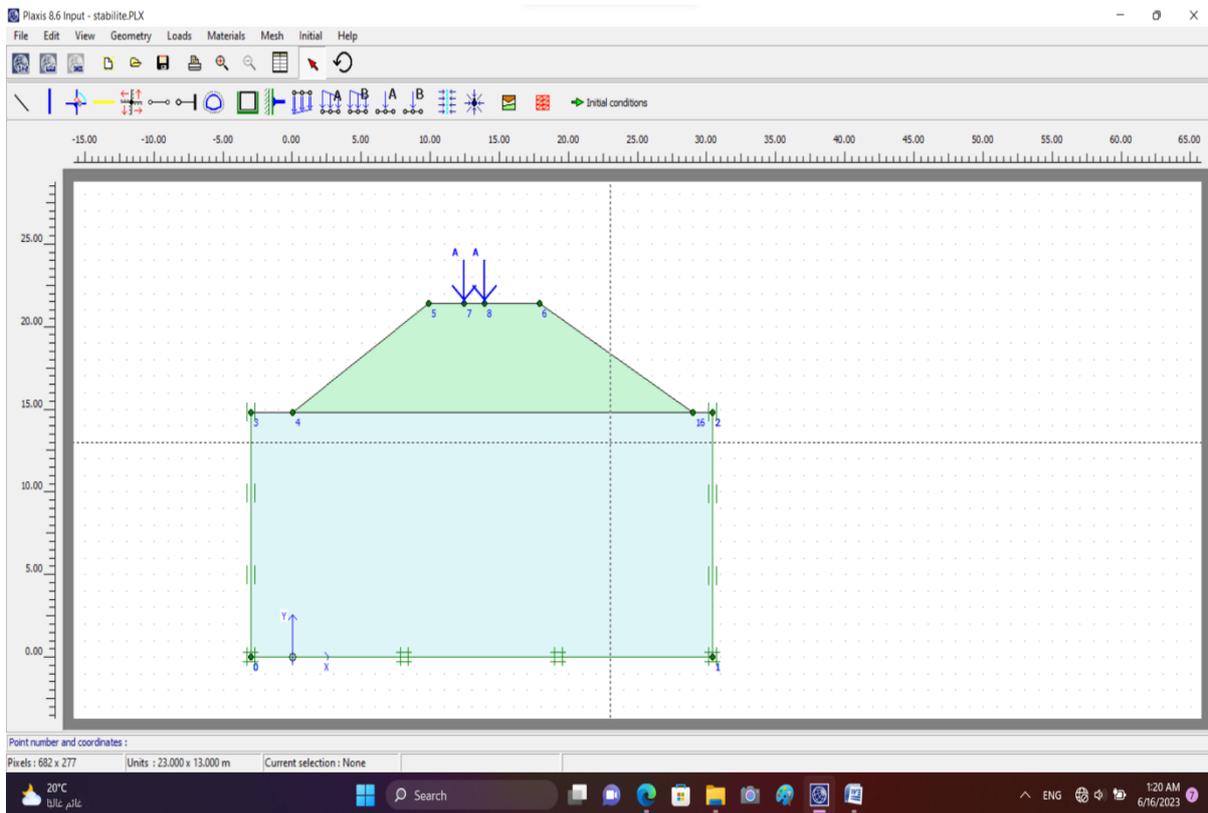


Figure : 4.21 : Modèle étudié du remblai après reprofilage.

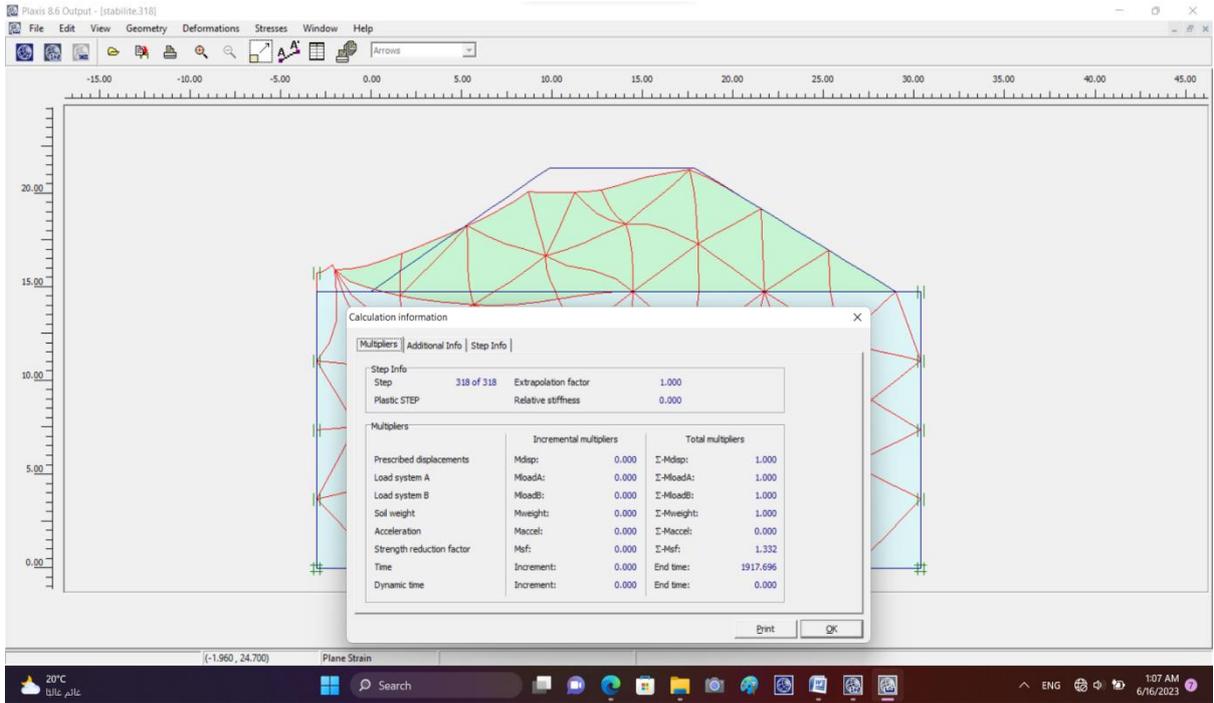


Figure 4.22 : Facteur de sécurité du remblai après reprofilage (à court terme).

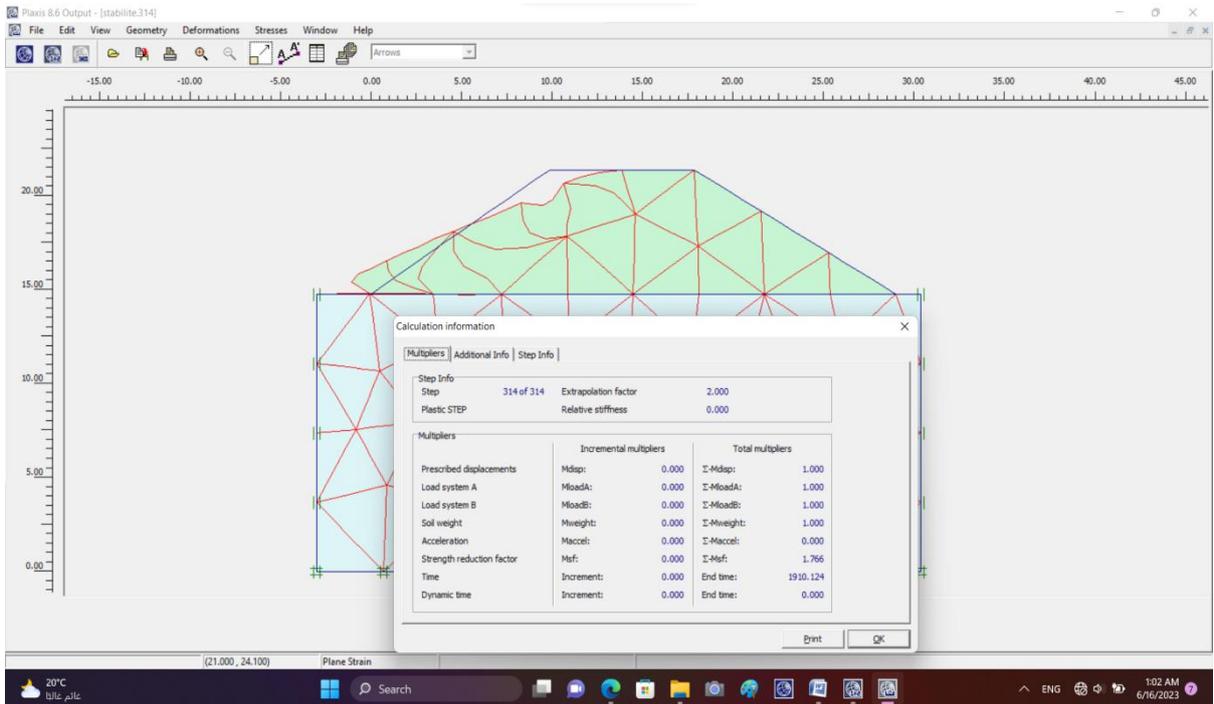


Figure 4. 23: Facteur de sécurité du remblai après reprofilage (à long terme).

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité du remblai après reprofilage sont récapitulés dans le tableau 4.9.

PK profil	Situation	Facteur de sécurité	
		Court terme	Long terme
20+400	Statique	1.332	1.766

Tableau 4.9 : Résultats de calcul de stabilité du remblai après reprofilage.

Ces résultats de calcul des facteurs de sécurité montrent que la stabilité du remblai après reprofilage a été améliorée à court terme et à long terme. Le reprofilage a consisté à réduire légèrement la pente de 3H : 2V à 3.4H : 2V et a permis d'assurer la stabilité du remblai.

IV.6.2. Stabilité du déblai

Le long de la zone du projet, les talus en déblais présentant une hauteur > 5m ont été détectés entre les PK 28+300 et PK28+575. Parmi ces profils, nous allons vérifier la stabilité du talus le plus défavorable situé au PK 28+400 et possédant une hauteur de 9.62m et des pentes de talus de 2H :1V.

Les facteurs globaux de sécurité retenus pour la justification de la stabilité au glissement exigés par le référentiel technique de la SNTF sont de : 1,30 pour la stabilité à court terme et 1,50 pour la stabilité à long terme.

➤ Stabilité du déblai avant reprofilage

La stabilité du déblai initial possédant une hauteur 9.62m et des pentes de 2H :1V sera vérifié au glissement à court terme et à long terme.

➤ Stabilité à court terme

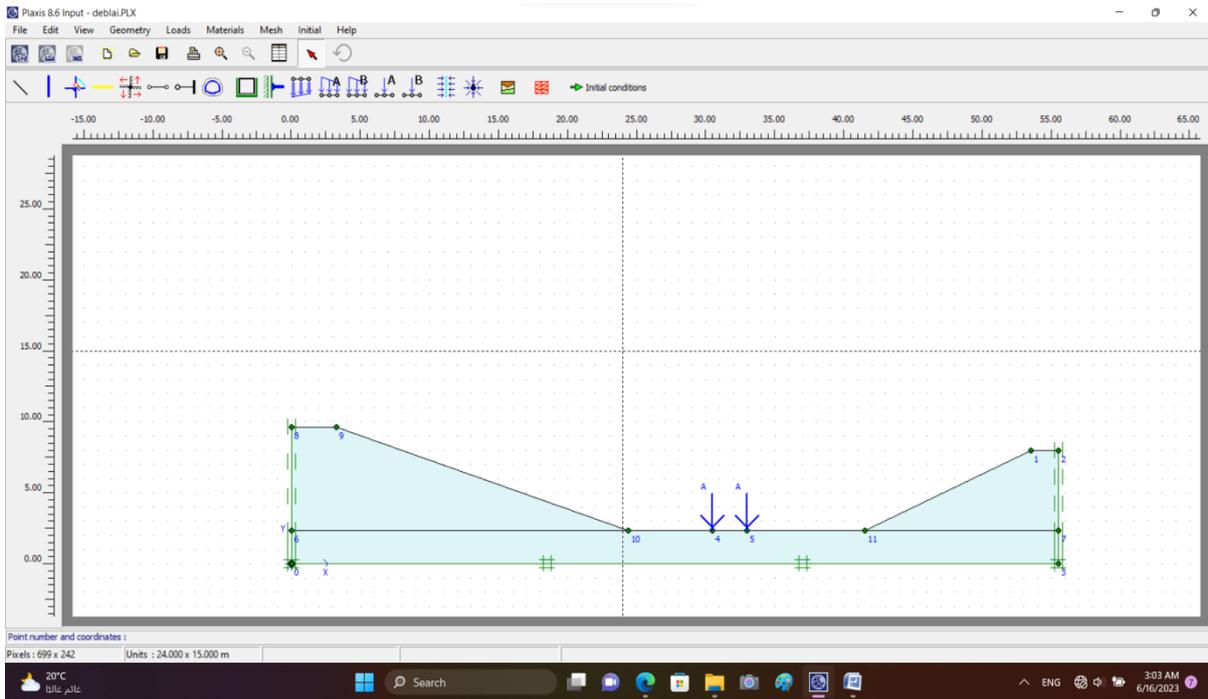


Figure 4.24: Modèle étudié du déblai avant reprofilage.

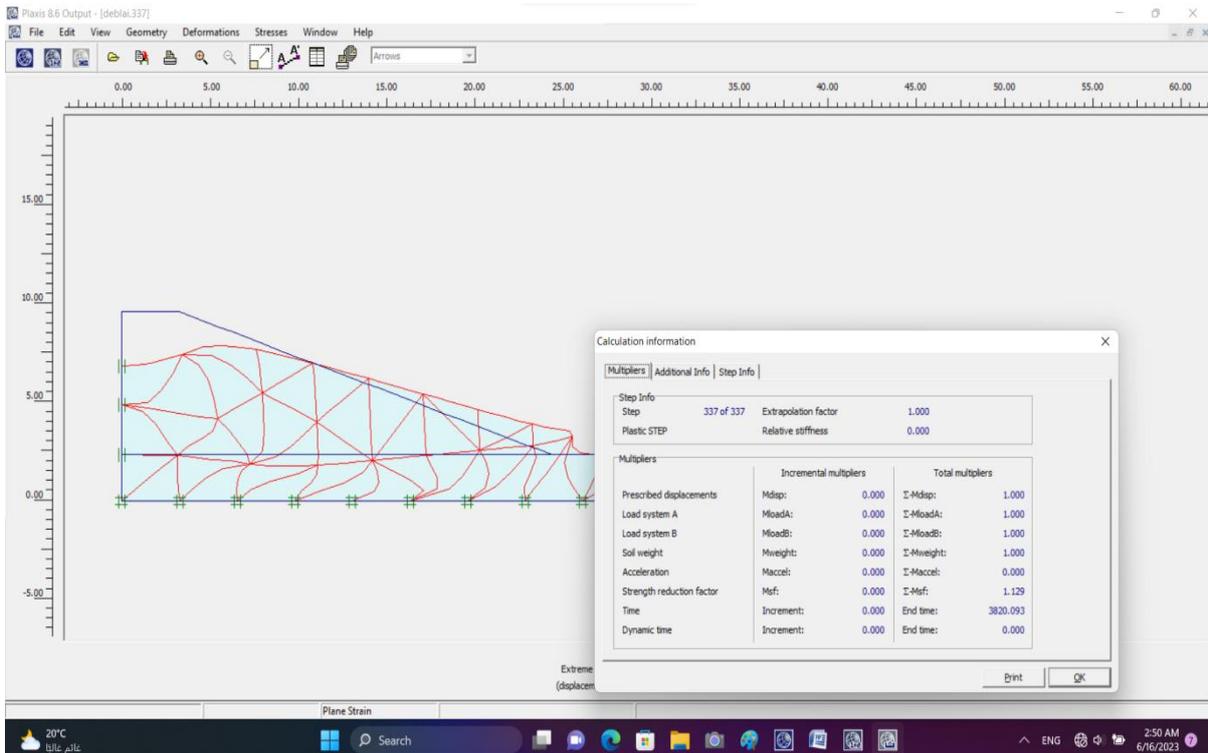


Figure 4.25 : Facteur de sécurité avant reprofilage.

➤ Stabilité à long terme

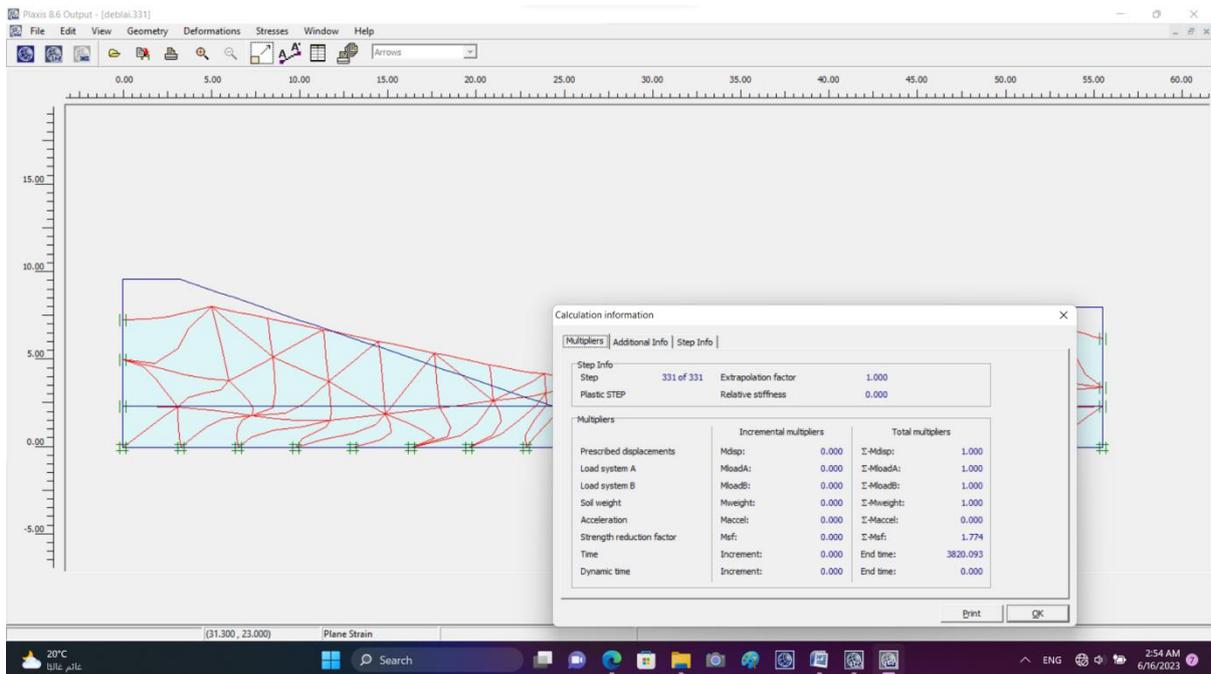


Figure 4.26 : Facteur de sécurité à long terme avant reprofilage.

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité du déblai initial avant reprofilage sont récapitulés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.10 : Résultats de calcul de stabilité du déblai avant reprofilage.

PK profil	Situation	Facteur de sécurité	
		Court terme	Long terme
28+400	Statique	1.129	1.774

Ces résultats de calcul des facteurs de sécurité montrent que la stabilité du déblai n'est pas assurée à court terme ($F_s < 1.3$) contrairement à la stabilité à long terme ($F_s > 1.5$).

Dans le but d'améliorer le facteur de sécurité à court terme, un reprofilage sera proposé.

➤ Stabilité du déblai après reprofilage

Le reprofilage a consisté à réduire les pentes des talus en déblais en ajoutant des banquettes.

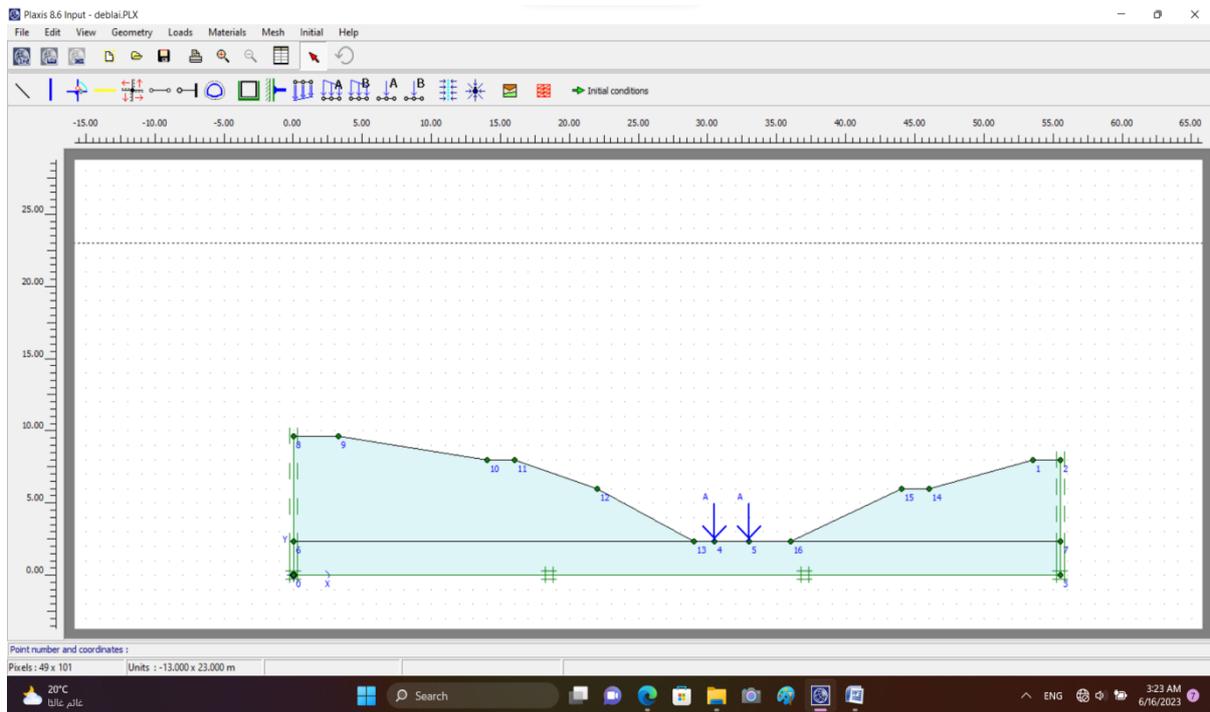


Figure 4.27 : Modèle étudié du déblai après reprofilage.

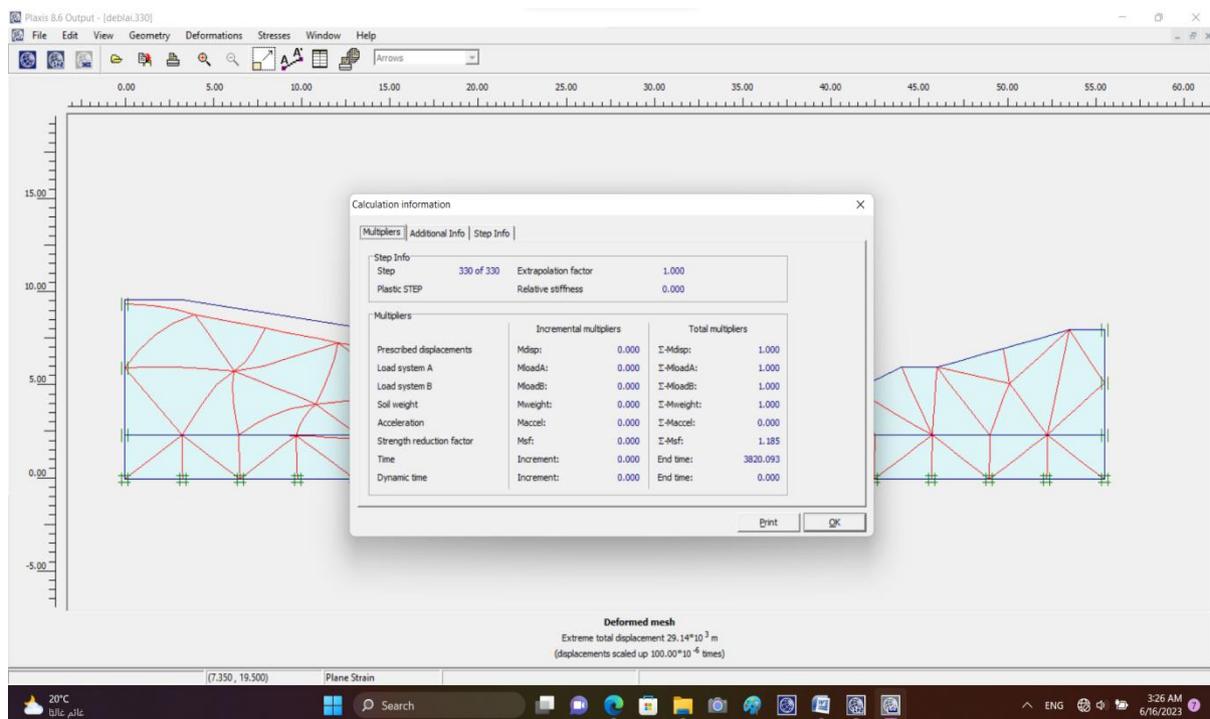


Figure 4.28: Facteur de sécurité du déblai après reprofilage (à court terme).

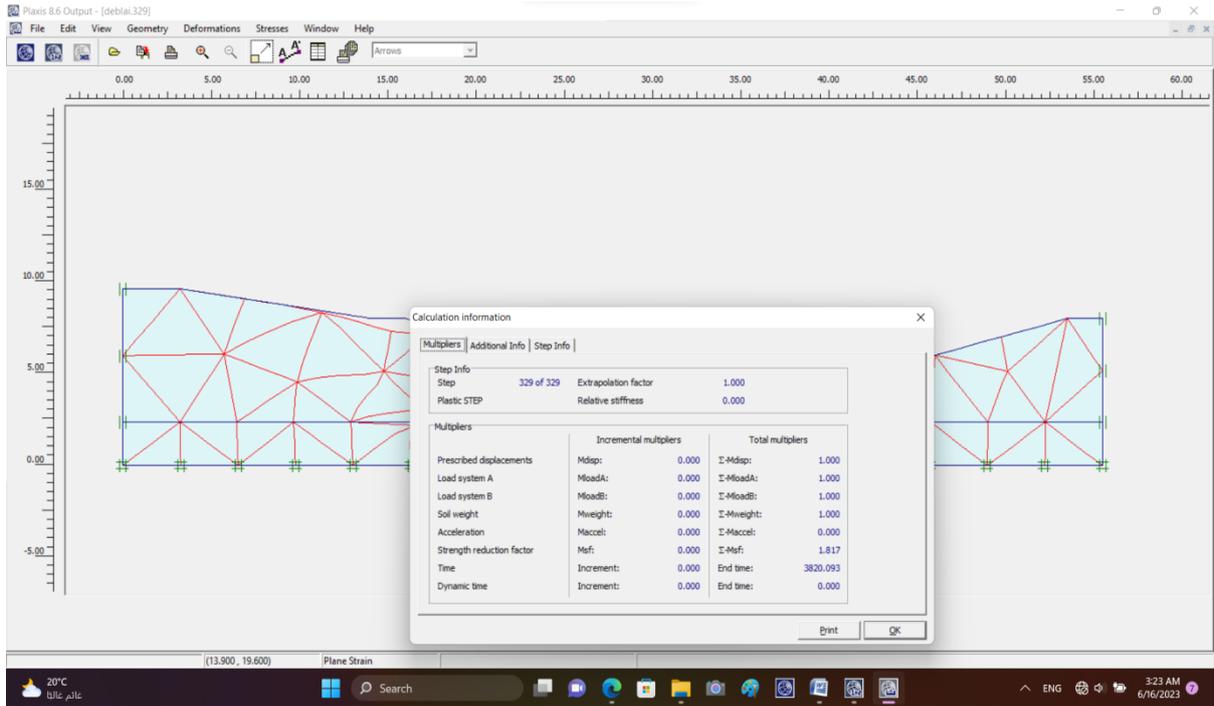


Figure 4.29 : Facteur de sécurité du déblai après reprofilage (à long terme).

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité du déblai après reprofilage sont récapitulés dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10 : Résultats de calcul de stabilité du déblai après reprofilage.

PK profil	Situation	Facteur de sécurité	
		Court terme	Long terme
28+400	Statique	1.185	1.817

Ces résultats de calcul des facteurs de sécurité montrent que la stabilité du remblai après reprofilage a été améliorée à court terme et à long terme.

IV.7. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la stabilité des profils en remblai et en déblais les plus défavorables détectés dans la zone d'étude. Le profil en remblai est situé au PK 20+400, avec une hauteur de 6.64m et des pentes de 3H : 2V. Les calculs ont montrés que la stabilité de ce remblai a été vérifiée au poinçonnement. Cependant, sa stabilité au glissement n'a pas été vérifiée et la valeur du tassement total a largement dépassée le seuil critique. Pour remédier à ces problèmes liées au remblai, nous avons proposé un reprofilage pour stabilisé le talus au glissement et un renforcement par des nappes de géotextiles pour réduire la valeur du tassement. Deux variantes ont été investiguées pour détecter la meilleure solution de renforcement. La deuxième variante nous a permis de proposer un renforcement optimal composé de deux nappes de géotextiles disposés chaque 0.5m en tête du remblai.

La stabilité du profil en déblai situé au PK 28+400, a été améliorée en effectuant un reprofilage, en diminuant les pentes des talus et en ajoutant des banquettes.

Conclusion générale :

Le travail effectué dans ce mémoire avait comme but d'étudier la stabilité des profils en remblai et en déblai les plus défavorable détectés dans la zone d'étude qui s'étend du PK 20+00 au PK 30+00. Les résultats obtenus à partir de la campagne de reconnaissance géotechnique nous ont permis de mettre en évidence la présence sur tout le linéaire du tracé de sols argileux de médiocre qualité de classe A2 selon le GTR et de classe QS1 selon la classification UIC719R. Ces sols destinés à recevoir un projet ferroviaire générant une charge importante de 15kN/m sur les deux voies sont susceptibles de tasser dans le temps par le phénomène de consolidation.

Le profil en remblai le plus défavorable a été détecté au niveau du PK 20+400 et présente une hauteur de 6.64m et des pentes de 3H : 2V. La stabilité de ce remblai a été vérifiée uniquement au poinçonnement, mais pas au glissement et au tassement.

Pour remédier à ces problèmes de stabilités liées au remblai, nous avons proposé un reprofilage pour stabilisé le talus au glissement et un renforcement par des nappes de géotextiles pour réduire la valeur du tassement. L'utilisation de géotextiles dans les remblais vise généralement à renforcer le sol en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Les géotextiles peuvent répartir les charges appliquées de manière plus uniforme, réduire le risque de glissement et augmenter la stabilité globale du remblai.

Deux variantes ont été investigués dans le but de détecter la position et le nombre de nappes de géotextiles le plus optimal pour le renforcement du remblai. Une solution a été recommandée avec l'intégration de deux nappes de géotextiles disposés chaque 0.5m en tête du remblai et qui a permis de réduire la valeur du tassement de 157.91mm à 21.38mm.

Le profil en déblai le plus défavorable a été détecté au niveau du PK 28+400 et présente une hauteur de 9.62m et des pentes de 2H : 1V. La stabilité au glissement des profils en déblai et en remblai a été améliorée en proposant un reprofilage avec ajout de banquettes.

En conclusion, les remblais renforcés par des géosynthétiques constituent une solution efficace pour le renforcement des sols compressibles de faible portance. Cependant, le comportement mécanique de ces structures est complexe en raison de la combinaison de différents mécanismes, tels que le comportement en membrane des géosynthétiques et l'action du sol compressible.

L'effet du renforcement d'un remblai sur un sol compressible à l'aide de géosynthétiques est un phénomène complexe qui ne peut pas toujours être entièrement évalué par des calculs analytiques simplifiés. Dans de tels cas, la modélisation numérique devient nécessaire pour obtenir une compréhension approfondie du comportement du sol renforcé.

L'ensemble des calculs ont été effectués en utilisant comme outil de modélisation numérique, le logiciel Plaxis 2D, qui est couramment utilisé dans l'ingénierie géotechnique.