



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث 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- دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2

EN GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Thème

Etude et Dimensionnement d'un tronçon routier

« Tronçon routier Chiffa-hamdania »

(PK 0+00 au PK 16+800)

Etudié par :

**ELHARR MOHAMED.
ELFERTAS ISLEM.**

Encadré par :

**Pr. DJILLALI AMAR BOUZID.
Mr. SALEM AREZKI.**

PROMOTION: 2019/2020

Remerciement

Nous remercions le bon DIEU de nous avoir donné le courage et la volonté d'accomplir ce travail.

Nos remerciements vont particulièrement à nos parents pour leur soutien et leurs encouragements.

Mes remerciements vont particulièrement à mes encadreurs Mr. Djillali Amer Bouzid et Mr. Salem Arezki de nous avoir fait confiance, et nous avoir estimés capables de traiter ce sujet, et pour leur patience, leur orientation et leur précieux conseils pour l'élaboration de cette étude.

Nos remerciements également à l'ensemble du corps enseignants de l'université Saad dahleb en générale et plus particulièrement à ceux du département Génie civil pour avoir contribué à notre formation.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'avoir acceptés de lire et examinés ce modeste travail.

Nous ne voulons surtout pas oublier de remercier aussi les ingénieurs de l'ADA l'agence des autoroutes, pour leur informations et orientation ainsi qu'à leur aide morale.

Nos remerciements aussi nos amis et nos collègues de la section de géotechniques promo 2019-2020.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui nous l'espérons me pardonneront de les avoir oubliées.

Dédicase

- ***JE dédie ce précieux travail***

A la mémoire de mon père , aucune dédicace ne saurait l'amour,

L'estime, et le respect que j'ai toujours eu pour vous

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour

Mon éducation et mon bien être

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation

Et ma formation.

- ***A ma très chère mère***

Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon

chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail de mon profond

amour. Puisse dieu, le toute puissant, te préserver et t'accorder santé. Longue

vie et bonheur.

- ***Mes chers frères: Mohamed et walid***

- ***A mes cousins: youcef ,mohamed ,adel ,aymen,yacine,malek,***

Fateh,abdarahmane

- ***A mes amis:***

Haitham, aymen, med, akrem,taha,houcin

Billel,youcef,rano.

- ***mon très chers binôme El horr Mohamed.***

- ***A la Famille: el fertas et tounsi.***

- ***A tous les étudiants de l'université Saad dahleb Blida.***

Dédicace

Je dédie ce travail

- *A la mémoire de ma mère qui me disait toujours que*

<< il ne faut jamais baisser les bras >>

Qu'Allah lui fasse miséricorde.

- *A mon père Mr El horr Hamid, à ma mère, ma grand-mère pour leur affection, leur soutien et tous les sacrifices qu'ils ont consentis avec nous afin d'assurer notre éducation. Trouvez en ce memoire l'expression de ma haute reconnaissance.*

- *A mes chers encadreur: Mr. Amer bouzid et Mr. Salem Arezki.*

- *A mes chers sœurs tous mes respects pour vous je vous aime*

- *A la Famille El horr et Benlakehal.*

- *A mes tontons et tantes : que dieu vous garde pour moi.*

- *A mes amis: omar, hmida, haithem, bilhel, josef, kader, houcine, ahmed, iheb, les cherrouf, ibrahim et djilali*

- *A mes cousins: brahim, youcef, zaki, imad, mohamed, Sofiane, mehdi, Mustapha; Mounir, nadjib.*

- *Mes cousines : nihel, lyna et fadia*

- *A mon très chers binôme Mr El fertas Islem tous mes respects pour toi.*

- *A tous les étudiants de l'université Saad dahleb Blida.*

LISTE DES NOTATIONS

PK : point kilométrique.

RN : route nationale.

BB : Béton bitumineux.

GB : Grave bitume.

GNT : Grave non traité.

GT : Grave traité.

TJMA_n: trafic journalier moyen à l'année n.

TJMA_h : Trafic à l'horizon.

τ : : taux d'accroissement annuel.

n : nombre d'année à partir de l'année d'origine.

T_{eff} : Trafic effectif à l'horizon en (U.V.P/j).

Z : pourcentage de poids lourds (%).

C : cohésion.

P : coefficient d'équivalence pour le poids lourds.

V_b : La vitesse de base sur le tracé.

CR : courbes de raccordement.

L_{max} : la longueur maximale.

RH_{min} : Rayon horizontal minimal.

f_t: coefficient de frottement.

RH_N : Rayon minimal normal.

RH_{nd} : Rayon minimal non déversé.

I_{MAX} : déclivité maximale.

I_{Min} : Déclivité minimale.

S: surface.

H: hauteur.

C.B.R: California -Bearing – Ratio.

L.C.P.C : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

I_{cbr} : Indice CBR.

N : nombre journalier de poids lourd à vide à l'année horizon.

e : : épaisseur.

Log : logarithme décimal.

P : charge.

a₁, a₂, a₃ : coefficients d'équivalence.

A.A.S.H.O: American Association of State Highway Officials.

SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes.

F_s : Coefficient de sécurité.

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol.

α : l'angle orienté.

b : la largeur.

P_j : Pluie moyenne journalière.

D.T.R : document technique réglementaire.

C.G.S : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

V_s : vitesse d'onde.

A : coefficient d'accélération.

GA : Gravier argileux.

RB : Brèche.

PMT : pressiométrique.

PL : pression limite.

Em : module pressiométrique.

WL : Limite de Liquidité.

WP : Limite de Plasticité.

IP : indice de plasticité.

LCPC : laboratoire central des ponts et chaussées.

USCS : Unified soil classification system.

GTR : Guide des terrassements routiers.

AASHO: American Association State Highways Officials.

RP1 : Réseau principal niveau 1.

RP2 : Réseau principal niveau 2.

TPLi : Classe du trafic.

TCEi : Trafic cumulé équivalent.

CTTP : Contrôle technique des travaux publics.

ϵ_t : déformation de traction.

ϵ_z : la déformation verticale.

..

Liste des figures

Figure 1.1 : structure type d'une chaussée	3
Figure 1.2 : Schéma récapitulatif types de chaussée	4
Figure 1.3 : La démarche du catalogue	11
Figure 1.4 : les types de glissement de terrain.	13
Figure 1.5 : mur de soutènement	18
Figure 1.6 : mur en poids en béton	19
Figure 1.7 : mur poids constitué d'éléments préfabriqués	19
Figure 1.8 : rideaux palplanche	20
Figure 1.9 : Les tirants d'ancrage	21
Figure 1.10 : Remblai renforcé par des géosynthétiques	21
Figure 1.11 : La stabilisation d'un glissement par des pieux.	22
Figure 2.1 : Localisation du projet	23
Figure 2.2 : géomorphologie de plaine entre pk00 et pk01	25
Figure 2.3 : Vue du versant traversé par l'autoroute entre pk03+200 et pk04+600	25
Figure 2.4 : paysage de moyenne montagne entre pk04+600 et pk08+140	26
Figure 2.5 : géomorphologie de gorge entre pk13+500 et pk14+800	26
Figure 2.6 : Carte de sismicité du Nord de l'Algérie.....	27
Figure 2.7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008)	28
Figure 2.8 : schéma géologique du nord algérien.....	29
Figure 2.9 : le sondage carotté.....	31
Figure 2.10 : puit de reconnaissance	31
Figure 2.11 : argile peu plastique	32
Figure 2.12 : remblai artificielle et cailloux	32
Figure 2.13 : Courbe granulométrique	36
Figure 2.14 : Principe de l'essai Proctor normal et modifié.....	38
Figure 2.15 : les mesures de l'indice CBR.....	38
Figure 2.16 : Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).....	41

Figure 3.1 : Position de projet dans la carte climatique de l'Algérie	46
Figure 3.2 : Mode de fonctionnement de la structure	51
Figure 3.3 : épaisseurs des couches de la structure de chaussée	54
Figure 3.4 : données de la structure déterminées par la méthode CTTP	55
Figure 3.5 : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel	55
Figure 3.6 : épaisseurs des couches de la structure de chaussée par la méthode de CBR.....	56
Figure 3.7 : données de la structure déterminées par la méthode CTTP par la méthode de CBR..	57
Figure 3.8 : les valeurs de déformations déterminées à partir de logici par la méthode de CBR .	58
Figure 4.1 : fenêtre de crée ou ouvrir un projet	60
Figure 4.2 : fenêtre de réglage généraux (onglet Projet)	61
Figure 4.3 : fenêtre de réglage généraux (onglet Dimensions).	62
Figure 4.4 : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet général).....	63
Figure 4.5 : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet paramètre du modèle de mohr- coulomb).	64
Figure 4.6 : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet et interfaces)	64
Figure 4.7 : Déplacement Totale (PK01+000 et PK03+200).	67
Figure 4.8 : coefficient de sécurité (PK01+000 et PK03+200).	68
Figure 4.9 : Displacement Totale (PK04+600 et PK05+758).	68
Figure 4.10 : coefficient de sécurité (PK04+600 et PK05+758).	69
Figure 4.11 : Déplacement Totale (PK08+140 et PK13+500).	69
Figure 4.12 : coefficient de sécurité (PK08+140 et PK13+500).	70
Figure 4.13 : Déplacement Totale (PK14+800 ET PK16+200).	70
Figure 4.14 : coefficient de sécurité (PK14+800 ET PK16+200).	71
Figure 5.1 : Soutènement par un mur de pieux par logiciel plaxis 2D.	72
Figure 5.2 : Renforcement par mur de soutènement par logiciel plaxis 2D.....	73
Figure 5.3 : Renforcement par géotextile par logiciel plaxis 2D	74
Figure 5.4 : Déplacement Totale (PK01+000 et PK03+200).	75
Figure 5.5 : coefficient de sécurité (PK01+000 et PK03+200)	75
Figure 5.6 : Déplacement Totale (PK04+600 et PK05+758)	76
Figure 5.7 : coefficient de sécurité (PK04+600 et PK05+758)	77

Figure 5.8 : Déplacement Totale (PK08+140 et PK13+500).	77
Figure 5.9 : coefficient de sécurité (PK08+140 et PK13+500)	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : coefficient d'équivalence	6
Tableau 1.4 : les coefficients d'équivalence pour chaque matériau.	10
Tableau 2.1 Division du territoire algérien dans divers zones de sismicité	28
Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération (A)	28
Tableau 2.3 : lithologie de chaque sondage	33
Tableau 2.4 : résultat d'Essai Pressiométrique	35
Tableau 2.5 : Classification des sols selon l'indice de plasticité IP	37
Tableau 2.6 : Classification des sols grenus (selon L.C.P.C)	40
Tableau 2.7 : La classification GTR pour les sols A, B, C et D	42
Tableau 2.8 : Les résultats des essais de laboratoire	43
Tableau 3.1 : Choix des températures équivalentes	46
Tableau 3.2 : Type de réseau	46
Tableau 3.3 : Classe du trafic	48
Tableau 3.4 : Risque adopté pour le réseau RP1.	48
Tableau 3.5 : Présentation des classes de portance des sols	48
Tableau 3.6 : Structures proposées par le catalogue Algérien.	49
Tableau 3.7 : Les résultats obtenus par la méthode CBR	49
Tableau 3.8 : valeur de $t=f(r\%)$	53
Tableau 3.9 : données du projet insérées dans le logiciel ALIZE III (méthode CTTP)	54
Tableau 4.1 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK01+000 et PK03+200	65
Tableau 4.2 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 04+600 et PK 05+758	65
Tableau 4.3 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 08+140 et PK 13+500	66
Tableau 4.4 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 14+600 et PK 16+800.	66

Résumé :

L'objet de ce mémoire qui a pour intitulé l'étude et la conception du corps de chaussée d'un tronçon routier de 14,418 km (PK0 et PK16+200), reliant la ville de Chiffa à Hamdania, L'étude de tracé différents profils de notre projet passe par une bonne connaissance de la géologie de la région et une interprétation des résultats des campagnes de reconnaissance géotechnique, utilisant principalement la méthode CTTP et la méthode CBR pour le dimensionnement. De plus, une analyse numérique basée sur la méthode des éléments finis de la stabilité d'un talus en déblai et remblai d'une hauteur dépassant les 10m.

Mots clés : chaussées, dimensionnement, stabilité des talus, fondations.

ملخص:

العمل الذي تم تنفيذه يتعلق بدراسة وتصميم هيكل جزء من طريق بطول 14.418 كم، يربط مدينة شفة بالحمدانية، دراسة تخطيط مشروعنا من خلال معرفة جيدة لجيولوجيا المنطقة وتفسير نتائج حملات الاستطلاع الجيوتقنية، وذلك باستخدام طريقتين وأيضاً. بالإضافة إلى ذلك، تحليل عددي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة لاستقرار.

الكلمات الدالة: هيكل جزء، حملات الاستطلاع الجيوتقنية، طريقة العناصر المحدودة لاستقرار

Extended abstract:

The development of road infrastructure is considered as one of the effective means of promoting the economic development of a country as well the integrity of the different areas between them and any investment or trade whatever their nature in any location are often linked to the capacity of the road network, which makes it the field of different studies.

In Algeria, road transport plays a major role insofar as the road supports more than 80% of the traffic of merchandise and travelers. In order to make traffic more fluid, the

government has opted for a program relating to the construction of new road layouts and exciting road upgrades, it is in this context that we can classify our project of duplication of the national road (RN1) between Chiffa and hamdania. This duplication project is necessary, taking into account the importance of the existing road which must support the current intense traffic, the different economic, commercial and social activities of the region.

The work mainly consists in dimensioning the body of the roadway of the road section studied by the two methods (CTTP and CBR) and the verification of deformations using the Alize III software. An analysis of the slope stability of the carried out during earthworks against sliding by the finite element method using Plaxis 2D software, to achieve this goal.

This thesis its aim was the study, dimensioning and analysis of the stability of an embankment in cut and fill with respect to sliding, of a road section between <Chiffa and Hamdania> 14.418km long (PK0 and PK16 + 200) with an overall length of 53 km which connects <Blida-berrouaghia>.

After a synthesis and a detailed analysis of the data of the geological, hydrogeological, geomorphological, seismic and geotechnical studies obtained from the various technical reports concerning the project. We can conclude that:

- From a geomorphological point of view, the study area has a more or less complex geomorphology made up between PK01 and PK03 + 200 by a plain area and between PK03 + 200 and PK16 + 200, the terrain it has hills and valleys.
- The climate of the Chiffa region is governed by a Mediterranean climate characterized by the alternation of a dry season with a cold, wet and rainy season. The rains are heavy in autumn and winter, they fall from October to May with a maximum in November and another in February.
- The study area has high seismicity, classified in zone III according to RPA99 / 2003.

- The land constituting the site is generally fine class B soils (according to the GTR classification), of the clayey gravel type according to the LCPC classification.
- The dimensioning of the pavement using the methods (CTTP and CBR) makes it possible to bring out a road body having the following structure for each of the methods used: for the CTTP method, a wearing course in (BB) of 8cm, 10cm (GB) base layer, 10cm (GB) base layer. For the CBR method, a 6cm (BB) wearing course, a 10cm (GB) base course, 10cm (GB) base layer. The structure chosen is the one resulting from the CBR method, because it gives us less thicknesses, unlike the CBR method, so it is an economical method and also conservative.

The stability of the cut and fill slope is not verified in some sections. It has a factor safety $F_s < 1.5$, which requires establishing a reinforcement study preventing slippage by choosing the technique of resistant elements, and after verification with the software plaxis software Plaxis 2D based on the finite element method, show that the various safety coefficients calculated are greater than 1.5, which means that the chosen reinforcement system is effective in guaranteeing the stability of the section against sliding in the slope even in the seismic case.

Key words: Dimensioning, Loads, Modeling, Stability, Traffic, factor safety, Plaxis, reinforcement system, classification.

SOMMAIRE

Introduction générale	2
Chapitre 01 : Généralité sur le projet routier	
1.1 Introduction :	2
1.2 La chaussée :	2
1.2.1 Définition :	2
1.2.2 Les différentes couches de chaussée :	2
1.2.3 Les différents types de chaussée :	3
1.3 Etude de trafic :	4
1.3.1 ANALYSE DU TRAFIC :	5
1.3.2 Calcul de la capacité :	5
1.3.2.1 Définition de la capacité :	5
1.3.2.2 Projection future du trafic :	5
1.3.2.3 Calcul de trafic effectif :	6
1.3.3 Application numérique au projet :	6
1.3.3.1 Les données de trafic	6
1.3.3.2 Projection future de trafic :	7
1.3.3.3 Calcul du trafic effectif :	7
1.4 DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEE :	8
1.4.1 INTRODUCTION :	8
1.4.2 PRINCIPALES METHODES DE DIMENSIONNEMENT :	8
1.4.2.1 METHODE DE C.B.R (CALIFORNIA – BEARING – RATIO):	9
1.4.2.2 Methode A.A.S.H.O (American Association of State Highway Officials):	10
1.4.2.3 Méthode du catalogue des structures :	10
1.4.2.4 METHODE DU CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT :	11
1.5 Stabilité au glissement des terrains :	12
1.5.1 Introduction :	12
1.5.2 Différentes formes d'instabilité d'un terrain :	12
1.5.3 Principales causes d'instabilités d'un terrain :	13
1.5.4 Calcul de coefficient de sécurité :	14
1.5.5 Méthode d'analyse de stabilité :	15
1.5.5.1 Méthode des équilibre limite (méthode des tranches) :	15

1.5.5.2 Méthode de Fellenius	15
1.5.5.3 Méthode de Bishop :	15
1.5.5.4 Méthode numérique par EF (phi/c réduction) :	16
1.6 Le confortement des talus :	16
1.6.1 Introduction :	16
1.6.2 Différente technique :	17
1.7 Conclusion :	22

Chapitre 02 : présentation du projet, des essais et classification du sol

2.1 Introduction :	23
2.2 Presentation du ProJet:	23
2.3 Données géographiques :	24
2.4 Geomorphologies:	24
2.5 Données climatiques :	26
2.6 Sismicité :	27
2.6.1 Aperçu Sismique :	27
2.6.2 Sismicité de la Région :	27
2.6.3 Paramètres Parasismiques et Zonage Sismique :	28
2.7 Etude Géologique :	29
2.7.1 Géologie générale :	29
2.7.2 Lithologie :	29
2.8 Prospection géotechnique du projet :	33
2.8.1 Essai in situ :	33
2.8.1.1 Sondages pressiométriques (PMT) :	35
2.8.2 Essais en laboratoire :	36
2.8.2.1 L'analyse granulométrique :	36
2.8.2.2 Limites d'Atterberg :	37
2.8.2.3 Essai Proctor :	37
2.8.2.4 L'indice de portance (CBR) :	38
2.8.3 Classification :	39
2.9 La classification :	39
2.9.1 La classification LCPC :	39
2.9.1.1 Sols grenus :	39
2.9.1.2 Sols fins :	40
2.9.2 La classification GTR :	41

2.9.3 Les résultats des essais de laboratoire :	43
2.10 Conclusion :	44
Chapitre 03 : Dimensionnement de corps de chaussée	
3.1 Introduction :	45
3.2 METHODE DU CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT	45
3.3 Méthode L.C.P.C :	49
3.4 Méthode CBR :	49
3.5 Vérification en fatigue des structures et de la déformation du sol support :	51
3.5.1 Calcul de la déformation admissible de traction (ϵ_t , adm) :	52
3.5.2 Application au projet :	52
3.5.3 Calcul de la déformation admissible sur le sol support (ϵ_z , adm) :	53
3.6 Vérification des contraintes par Alizé III :	53
3.6.1 Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuve :	54
3.6.2 Méthode de CBR :	56
3.7 Conclusion :	58
Chapitre 04 : Stabilité du talus en déblai	
4.1 Introduction :	59
4.2 Présentation du logiciel Plaxis 2D :	59
4.3 Application au projet étudié :	60
4.4 Actions et paramètres adoptés dans les calculs :	65
4.5 Conclusion :	71
Chapitre 05 : Les méthodes de confortement	
5.1 Introduction :	72
5.2 Proposition d'ouvrages de confortement :	72
5.3 Stabilité globale :	74
5.4 Modélisation des confortements par PLAXIS2D :	75
5.4 Conclusion :	78
6 Conclusion générale.	79

Introduction générale :

Le développement de l'infrastructure routière est considéré comme l'un des moyens efficaces de promouvoir le développement économique d'un pays ainsi que l'intégrité des différents domaines entre eux et tout investissements ou échanges quel que soit leurs natures dans n'importe quel endroit sont souvent liés à la capacité du réseau routier, ce qui le rend le champ des différentes études.

En Algérie le transport routier joue un rôle majeur dans la mesure où la route supporte plus de 80% du trafic de marchandises et voyageurs. Afin de fluidifier le trafic l'état a opté pour un programme portant sur la réalisation des tracés routiers neufs et des mises à niveau routes existantes, c'est dans ce contexte qu'on peut classer notre projet de dédoublement de la route nationale (RN1) entre Chiffa et Hamdania. Ce projet de dédoublement étant nécessaire, compte tenu, de l'importance de la route existante qui doit supporter l'intense trafic actuel, des différentes activités économiques, commerciales et sociales de la région.

Le travail consiste principalement à dimensionner le corps de chaussée du tronçon routier étudié par les deux méthodes (CTTP et CBR) et la vérification des déformations utilisant le logiciel Alize III. Une analyse de la stabilité du talus en déblai réalisé lors des travaux de terrassement vis-à-vis au glissement par la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel Plaxis 2D, pour atteindre cet objectif, notre plan de travail est structuré comme suit :

Tout d'abord une introduction générale.

Le premier Chapitre est consacré aux généralités sur les projets routiers, comportent : une étude bibliographique sur les chaussées (chaussée, étude de trafic, et méthodes de dimensionnement des chaussées), Stabilité au glissement des terrains et Le confortement des talus, par la suite et dans **le 2^{ème} chapitre** on donne une présentation détaillée du projet, ainsi qu'une étude géomorphologique, géologique, hydrogéologique, une étude sismique de la zone d'étude et présentation des différents essais géotechniques effectués le long du tracé routier au laboratoire ou in situ avec une interprétation des résultats trouvés, et en présentera dans **le 3^{ème} chapitre** le dimensionnement du corps de chaussée et on vérifié les contraintes avec le logiciel Alize III, en continuera avec le **4^{ème} chapitre** ou on fera une étude de stabilité du talus à l'aide de logiciel Plaxis 2D, ensuite le **5^{ème} chapitre** et dernier chapitre présente les techniques de confortements, et on termine ce travail par une conclusion générale.

1. Généralités sur le projet routier :

1.1 Introduction :

La géotechnique routière est le domaine d'étude des propriétés physico-chimiques, mécaniques et hydraulique des sols, et leurs applications en construction civile. La géotechnique routière est aussi une science empirique qui se fonde en partie sur les données recueillies lors d'essais en laboratoire et sur terrain.

1.2 La chaussée :

1.2.1 Définition :

- **Au sens géométrique :** c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.
- **Au sens structurel :** c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges

1.2.2 Les différentes couches de chaussée :

a. Couche de surface : Elle est composée des couches de roulement et d'une couche de liaison et elle est en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure. Son rôle est :

- **Rôle de couche de roulement :**
 - ✓ Encaisser les efforts de cisaillement provoqués par la circulation.
 - ✓ Imperméabiliser la surface de la chaussée.
 - ✓ Assurer la sécurité (adhérence) et le confort (bruit et uni.)
- **Rôle de couche de liaison :**
 - ✓ Assurer une transition avec les couches inférieures plus rigides.

b. Couche de base : Elle reprend les efforts verticaux et repartit les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes Son épaisseur varie de 10 à 30 cm.

c. Couche de fondation : Elle a le même rôle que celui de la couche de base Son épaisseur varie de 10 à 30 cm.

- d. Couche de forme :** Elle est généralement prévue pour répondre à certains objectifs en fonction de la nature du sol support :
- Sur un sol rocheux : elle joue le rôle de nivellement afin d'aplanir la surface.
 - Sur un sol peu portant (argileux à teneur en eau élevée) : Elle assure une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement
- Elle sert aussi de réglage afin d'obtenir une meilleure horizontale. Elle garantit ainsi la bonne réalisation de la couche d'assise. Son épaisseur varie de 0 à 60 cm.

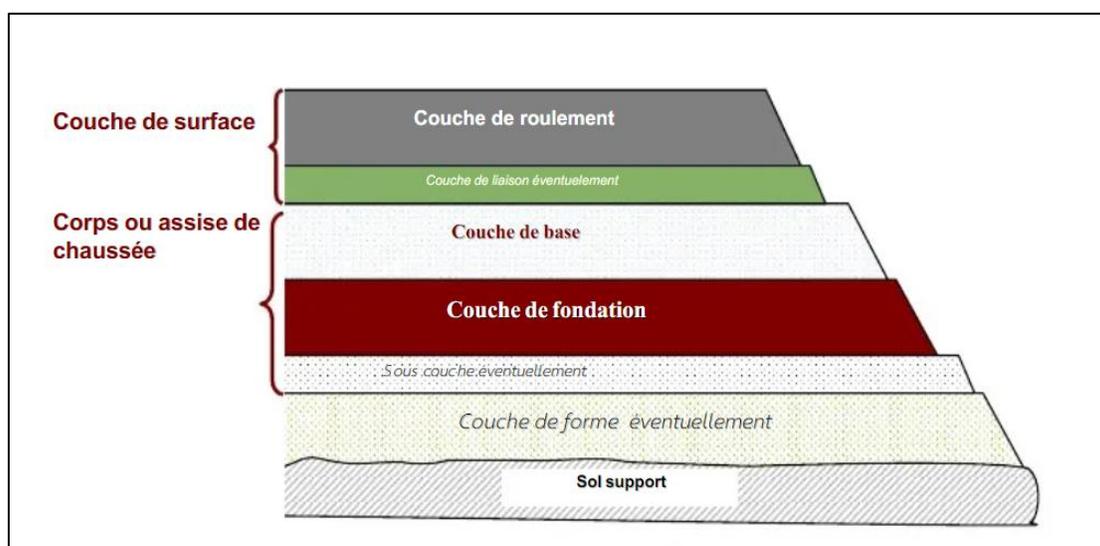


Figure 1.1 : structure type d'une chaussée [1].

1.2.3 Les différents types de chaussée :

Du point de vue constructif les chaussées peuvent être groupées en trois grandes catégories :

- **Chaussée souple :** est constituée de deux éléments constructifs :
 - Les sols et matériaux pierreux granulométrie étalée ou serrée.
 - Les liants hydrocarbonés qui donnent de la cohésion en établissant des liaisons souples entre les grains de matériaux pierreux.

- **Chaussée rigide** : se compose d'une dalle de ciment portland fléchissant élastiquement sous les charges, reposant sur un sol compacté ou sur une mince fondation de pierre ou de gravier concassé, ou sur une fondation stabilisée.
- **Chaussée semi-rigide** : C'est un cas intermédiaire entre les chaussées souples et les chaussées rigides.

Le schéma ci-dessous (figure 1) représente les différents types de chaussées :

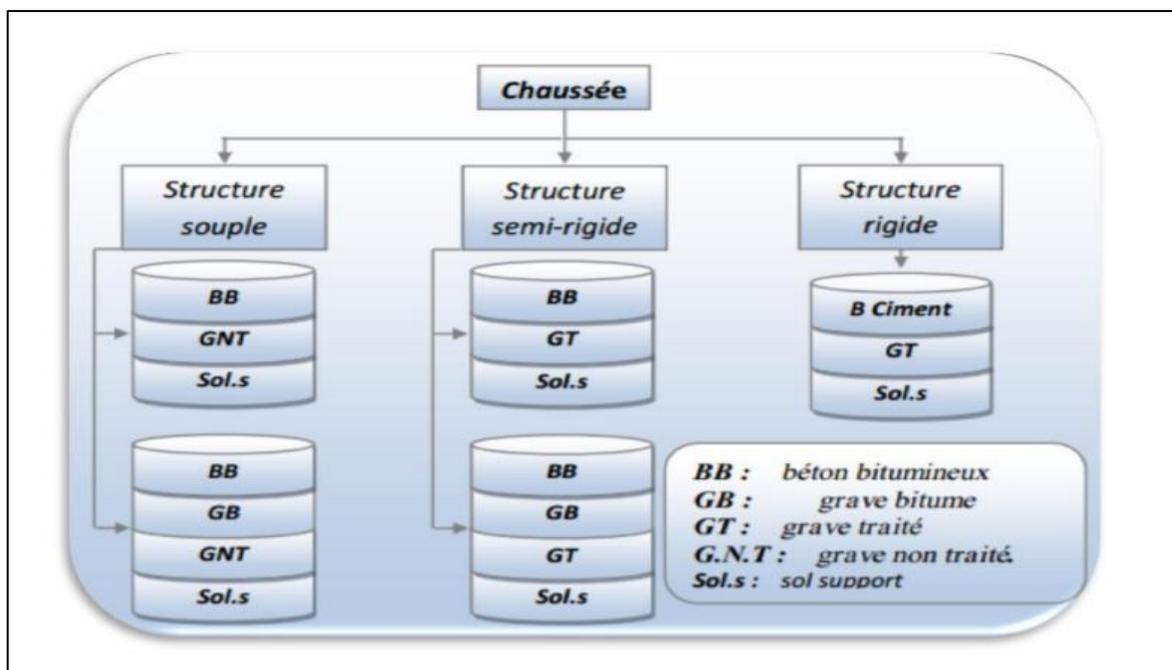


Figure 1.2 : Schéma récapitulatif types de chaussée [3]

1.3 Etude de trafic :

L'étude de trafic constitue un moyen important de saisie des grands flux à travers un pays ou une région, elle représente une partie appréciable des études de transport, et constitue parallèlement une approche essentielle de la conception des réseaux routiers. Cette conception repose, en partie « stratégie, planification » sur la prévision des trafics sur les réseaux routiers, qui est nécessaire pour :

- ❖ Apprécier la valeur économique des projets.
- ❖ Estimer les coûts d'entretiens.
- ❖ Définir les caractéristiques techniques des différents tronçons.

1.3.1 ANALYSE DU TRAFIC :

Diverses méthodes permettent de recueillir des informations de nature et d'intérêt variable en ce qui concerne les trafics, on veille cependant à adopter le niveau de connaissance aux besoins, le coût des investigations conduit à limiter celle-ci à ce qui est nécessaire mais on s'attache à disposer aussi de l'ensemble des éléments permettant de décider en toute connaissance de cause, enfin, on peut être amené à procéder en plusieurs étapes et à affiner l'étude de trafic au fur et à mesure de l'avancement de l'étude de l'ensemble du projet. Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories :

- Celles qui permettent de quantifier le trafic : les comptages (qui permettent de connaître le pourcentage de poids lourds et les transports en communs. Les trafics sont exprimés en moyenne journalière annuelle (T.J.M.A).
- Celles qui en outre permettent d'obtenir des renseignements qualitatifs : les enquêtes.

1.3.2 Calcul de la capacité :

1.3.2.1 Définition de la capacité :

La capacité d'une route est le flux horaire maximum des véhicules qui peuvent raisonnablement passer en un point ou s'écouler sur une section de route uniforme (ou deux directions) avec les caractéristiques géométriques et de circulation qui lui sont propres durant une période bien déterminée, la capacité dépend des conditions de trafic.

1.3.2.2 Projection future du trafic :

La formule qui donne le trafic journalier moyen annuel à l'année horizon est :

$$\boxed{TJMA_n = TJMA_0(1 + \tau)^N} \quad (1.1)$$

Tel que :

- ✓ $TJMA_n$: trafic journalier moyen à l'année n.
- ✓ $TJMA_0$: trafic journalier moyen à l'année 0

- ✓ τ : taux d'accroissement annuel.
- ✓ N : nombre d'année à partir de l'année d'origine.

1.3.2.3 Calcul de trafic effectif :

C'est le trafic par unité de véhicule, il est déterminé en fonction du type de route et de l'environnement

$$T_{eff} = [(1 - Z) + PZ].TJMA_n \quad (1.2)$$

Avec :

- ✓ T_{eff} :Trafic effectif à l'horizon en (U.V.P/j)
- ✓ Z : pourcentage de poids lourds (%)
- ✓ P : coefficient d'équivalence pour le poids lourds, il dépend de la nature de la route.

Tableau 1.1 : coefficient d'équivalence [3]

Routes	E1	E2	E3
2 voies	3	6	12
3 voies	2.5	5	10
4 voies et plus	2	4	8

1.3.3 Application numérique au projet :

1.3.3.1 Les données de trafic :

- Le trafic à l'année 2014 $TJMA_{2014} = 12000 V/J$.
- Le taux d'accroissement annuel du trafic noté $\tau = 4 \%$.
- La vitesse de base sur le tracé $V_b = 100 Km/h$.
- Le pourcentage moyen de poids lourds $Z = 22 \%$.
- La durée de vie estimée de **20 ans**.

1.3.3.2 Projection future de trafic :

L'année de mise en service (2019)

$$TJMA_n = TJMA_0(1 + \tau)^n \quad (1.3)$$

Avec :

$TJMA_h$: Trafic à l'horizon (année de mise en service 2019)

$TJMA_0$: Trafic à l'année zéro (origine 2014).

$$TJMA_{2019} = 12000(1 + 0.04)^6 = 15138 \text{ v/j}$$

Trafic à l'année (2039) pour une durée de vie de 20 Ans

$$TJMA_{2034} = 12000(1 + 0.04)^{20} = 26293 \text{ v/j.}$$

1.3.3.3 Calcul du trafic effectif :

$$T_{eff} = [(1 - Z) + PZ]. TJMA_n \quad (1.4)$$

Avec :

- ✓ **P** : coefficient d'équivalence pris pour convertir le poids lourd. Pour une route à 3 voies et un environnement E3 on a P= 10
- ✓ **Z** : le pourcentage de poids lourds est égal à 22%.

$$T_{eff} = [(1 - 0.22) + 10 \times 0.22] \times 26293 = \mathbf{78353 \text{ uvp/j.}}$$

1.4 DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEE :

1.4.1 INTRODUCTION :

Le dimensionnement des structures de chaussée constitue une étape importante de l'étude d'un projet routier. Il s'agit simultanément de choisir les matériaux nécessaires ayant des caractéristiques requises et de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la structure de la chaussée. Afin d'assurer de bonnes caractéristiques mécaniques qui lui permettra de résister à toutes les charges pendant toute sa durée de vie. Tout cela en fonction de paramètres fondamentaux suivants :

- Le trafic.
- L'environnement de la route (le climat essentiellement)
- Le sol support.

1.4.2 PRINCIPALES METHODES DE DIMENSIONNEMENT :

On distingue deux familles des méthodes :

- Les méthodes empiriques dérivées des études expérimentales sur les performances des chaussées.
- Les méthodes dites « rationnelles » basées sur l'étude théorique du comportement des chaussées.

Les méthodes du dimensionnement de corps de chaussée les plus utilisées sont :

- La méthode de C.B.R (California -Bearing - Ratio).
- Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves.
- Méthode du catalogue des structures.
- La méthode L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Pour le dimensionnement du corps de chaussée dans notre projet on va utiliser Deux méthodes qui sont :

- La méthode de catalogue algérienne
- La méthode CBR

1.4.2.1 METHODE DE C.B.R (CALIFORNIA – BEARING – RATIO):

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90 à 100%) de l'optimum Proctor modifié.

Pour que la chaussée tienne, il faut que la contrainte verticale répartie, suivant la théorie de BOUSSINESQ, soit inférieure à une contrainte limite qui est proportionnelle à l'indice CBR. L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I_{cbr} + 5} \quad (1.14)$$

Avec :

- e : épaisseur équivalente.
- I_{cbr} : indice CBR (sol support).
- N : désigne le nombre journalier de poids lourd à vide à l'année horizon.
- P : charge par roue $P = 6.5$ t (essieu 13 t).
- Log : logarithme décimal.

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante : $\sum_{i=1}^n a_i \cdot e_i$ (1.15)

$$E_{eq} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3 \quad (1.16)$$

$a_1 \times e_1$: couche de roulement

$a_2 \times e_2$: couche de base

$a_3 \times e_3$: couche de fondation

Où :

- a_1, a_2, a_3 : coefficients d'équivalence de matériau par référence à un grave concassé
- e_1, e_2, e_3 : Épaisseurs réelles des couches.

Le tableau ci-dessous indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau :

Tableau 1.2 : les coefficients d'équivalence pour chaque matériau. [2]

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobe dense	2.00
Grave ciment – grave laitier	1.50
Sable ciment	1.00 à 1.20
Grave concassée ou gravier	1.00
Grave roulée – grave sableuse et T.V. O	0.75
Sable	0.50
Grave bitume GB	1.2 à 1.7

1.4.2.2 Methode A.A.S.H.O (American Association of State Highway Officials):

Cette méthode empirique est basée sur des observations du comportement, sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales.

Chaque section reçoit l'application d'environ un million des charges roulantes qui permet de préciser les différents facteurs :

- L'état de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps.
- L'équivalence entre les différentes couches de matériaux.
- L'équivalence entre les différents types de charge par essai.
- L'influence des charges et de leur répétition.

1.4.2.3 Méthode du catalogue des structures :

C'est le catalogue des structures type neuves et établi par « SETRA » :

- Il distingue les structures de chaussées suivant les matériaux employés.
- Considère également quatre classes de trafic selon leur importance, allant de 200 à 1500 v/j.
- Il tient compte des caractéristiques géotechniques du sol de fondation.
- Il se présente sous la forme d'un jeu de fiches classes en deux paramètres de données
 - ✓ Trafic cumule de poids lourds à la 20ème année Tj.
 - ✓ Les caractéristiques de sol (Sj).

1.4.2.4 METHODE DU CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES NEUVES :

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement de chaussées : trafic, matériaux, sol support. Ces paramètres constituent souvent des données d'entrée pour le dimensionnement, en fonction de cela on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

La méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves est une méthode rationnelle qui se base sur deux approches :

- Approche théorique.
- Approche empirique.

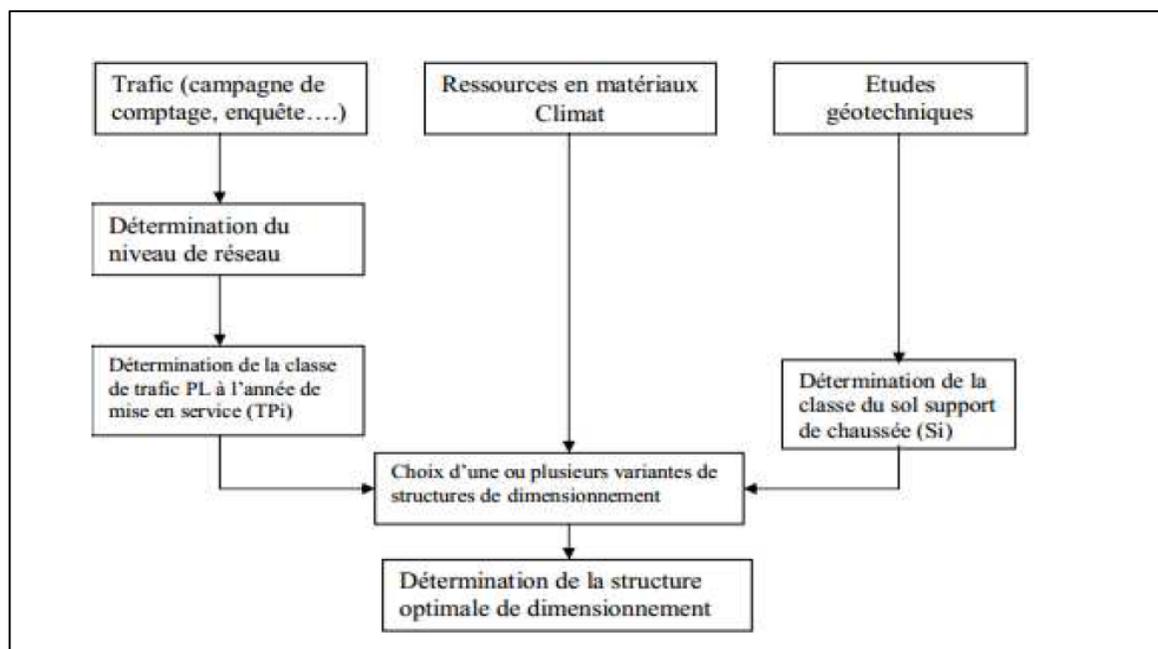


Figure 1.3 : La démarche du catalogue [2].

1.5 Stabilité au glissement des terrains :

1.5.1 Introduction :

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération délicate, dans la mesure où plusieurs facteurs interviennent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques. D'autre part, le mécanisme de glissement est complexe et ne décrit pas les méthodes de calculs de stabilité des talus que d'une manière simpliste.

Cette analyse requiert, outre les méthodes de calculs et les données du problème, un sens de jugement et une expérience de la part de l'ingénieur.

1.5.2 Différentes formes d'instabilité d'un terrain :

On distingue les terrains naturels en pentes, de ceux artificiellement réalisés et appelés talus artificiels. L'instabilité d'une pente naturelle se manifeste sous plusieurs aspects, notamment les Ecoulements, les Fluages, les Coulées boueuses, les Glissements (plan, rotationnel simple et rotationnel complexe).

Quant aux talus artificiels, l'expérience montre qu'ils sont surtout affectés par le glissement avec la surface de rupture généralement circulaire, ou par le fluage. Il a été constaté que dans le talus en remblais sur le sol résistant, le cercle de rupture se manifeste couramment en pied du talus (cercle de pied), mais il peut devenir profond si une couche mauvaise se trouve sous le pied du talus.

- **Les types de glissement**

Quels sont les types de glissement de terrain ?

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

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

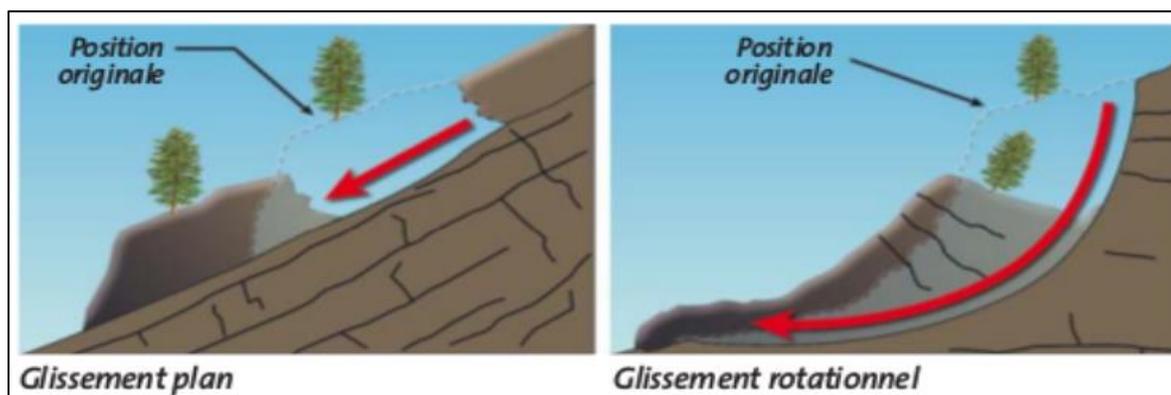


Figure 1.4 : les types de glissement de terrain.

1.5.3 Principales causes d'instabilités d'un terrain :

Un glissement de terrain peut se déclencher suite à une ou plusieurs causes concomitantes. Ces causes sont soit naturelles telles qu'une forte pluie, l'érosion d'une berge, ou un séisme, soit artificielles issue d'une activité humaine telles que les travaux de terrassement, ou la déforestation. Fondamentalement, il y a rupture lorsque contrainte de cisaillement appliquée est supérieur ou égale à la résistance au cisaillement, soit par augmentation de la contrainte de cisaillement soit par diminution de la résistance au cisaillement.

Ces causes peuvent être classées en trois catégories :

- **Causes mécaniques :**

Comportent les facteurs causant une augmentation du poids volumique due à l'augmentation de la teneur en eau, ou des facteurs réduisent la résistance au cisaillement du sol (diminution de la cohésion, et l'augmentation des pressions interstitielles).

- **Causes géométriques :**

C'est les facteurs modifiant la géométrie du terrain décrite principalement par la hauteur du talus et son angle d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux de terrassement (déblaiement ou remblaiement).

- **Causes hydrauliques :**

C'est le facteur le plus important, lors d'une forte pluie la nappe phréatique augmente ce qui implique une modification d'équilibre initial des efforts internes du sol, et donc la résistance au cisaillement diminue sachant que cette dernière est proportionnelle à la contrainte normale effective.

1.5.4 Calcul de coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité d'une pente est le rapport de la force stabilisatrice sur la force motrice, ou du moment stabilisateur sur le moment moteur.

$$F_s = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (1.17)$$

Pour une pente donnée, il est possible de calculer plusieurs plans de rupture critiques qui auront des coefficients de sécurité différents. L'important est de déterminer le plan de rupture probable ayant le plus faible coefficient de sécurité.

- ✓ Une pente dont le $f_s < 1$, est jugée instable
- ✓ La pente qui a un coefficient se situant entre **1** et **1,2** est à la limite de la stabilité.
- ✓ Si le coefficient de sécurité minimum est supérieur à **1,5** ; présente une stabilité adéquate.

Si l'on juge que la stabilité de la pente est précaire, il faudra stabiliser celle-ci.

Il existe plusieurs façons de le faire :

- On charge le pied de la pente.
- Décharger le haut de la pente.
- Réduire l'inclinaison de la pente.
- Mettre en place un système de drainage afin d'abaisser le niveau de la nappe phréatique.
- Construire un mur de soutènement.

1.5.5 Méthode d'analyse de stabilité :

1.5.5.1 Méthode des équilibre limite (méthode des tranches) :

Les méthodes des tranches consistent à partager le talus en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil des talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque.

1.5.5.2 Méthode de Fellenius

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_1)}{\sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)} \quad (1.18)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F s sont donc :

- b, la largeur des tranches.
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

1.5.5.3 Méthode de Bishop :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \tan \phi_1)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)} \quad (1.19)$$

$$\text{Avec : } m_{\alpha} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F_s} \right] \quad (1.20)$$

Cependant il existe d'autres méthodes d'équilibre limite comme la méthode de Taylor (1948), Caquot (1954), Janbu (1954), Biarez (1955), Morgenstern et Price (1965) et Méthode des perturbations de Raulin et Toubol (1974).

1.5.5.4 Méthode numérique par EF (phi/c réduction) :

La réduction des caractéristiques mécaniques (phi-c réduction) est une option qui permet de calculer des coefficients de sécurité, les caractéristiques $\tan \phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que Plaxis ((logiciel utilisé dans le 3^{ème} chapitre), Oasys, Cesar et Crisp.

1.6 Le confortement des talus :

1.6.1 Introduction :

Le confortement des talus est défini comme, l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

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

1.6.2 Différente technique :

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

a. La modification géométrique :

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

b. Action sur l'eau :

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

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

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

_Capturer les eaux de surface.

_éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.

_diminuer les pressions interstitielles n profondeur en abaissant la nappe.

_Améliorer l'écoulement des eaux dans la structure

c. Les éléments résistants :

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter déformation. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainage) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

✓ Les ouvrages de soutènement :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre, il existe plusieurs ouvrages de soutènement parmi eux :

Les murs de soutènement : sont des ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leur rigidité, il existe deux types d'ouvrage :

Le murs poids : c'est le type d'ouvrage le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierre sèche, de gabion ou élément préfabriqués, en béton armé ou non.

Les murs souples : les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de mur cellulaire, ou de sol renforcé par fils, par armature synthétique ou métallique, par nappes de géotextiles.

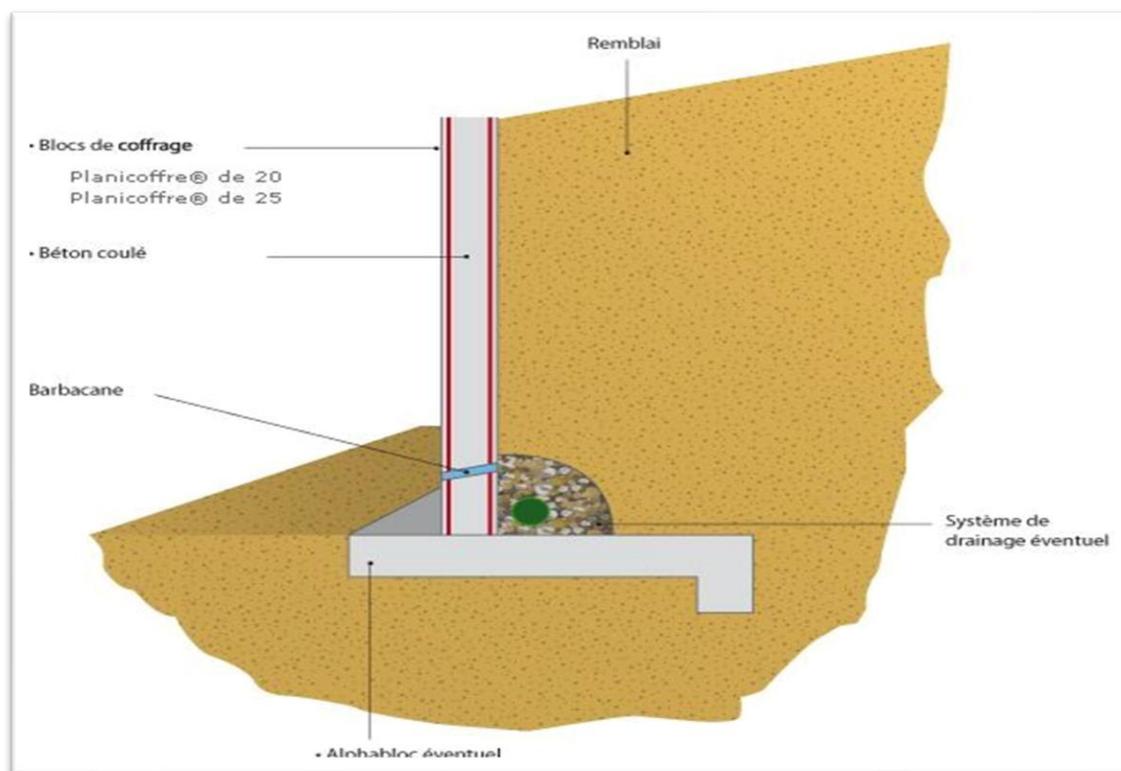


Figure 1.5 : mur de soutènement.[5]

Les murs-poids

- ...ou de béton (armé ou non).

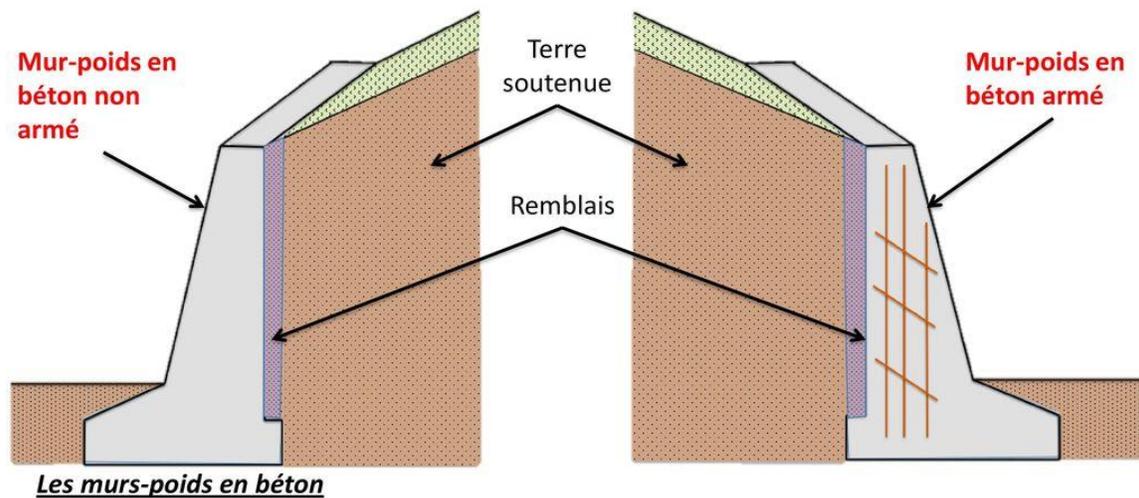


Figure 1.6 : mur en poids en béton. [5]

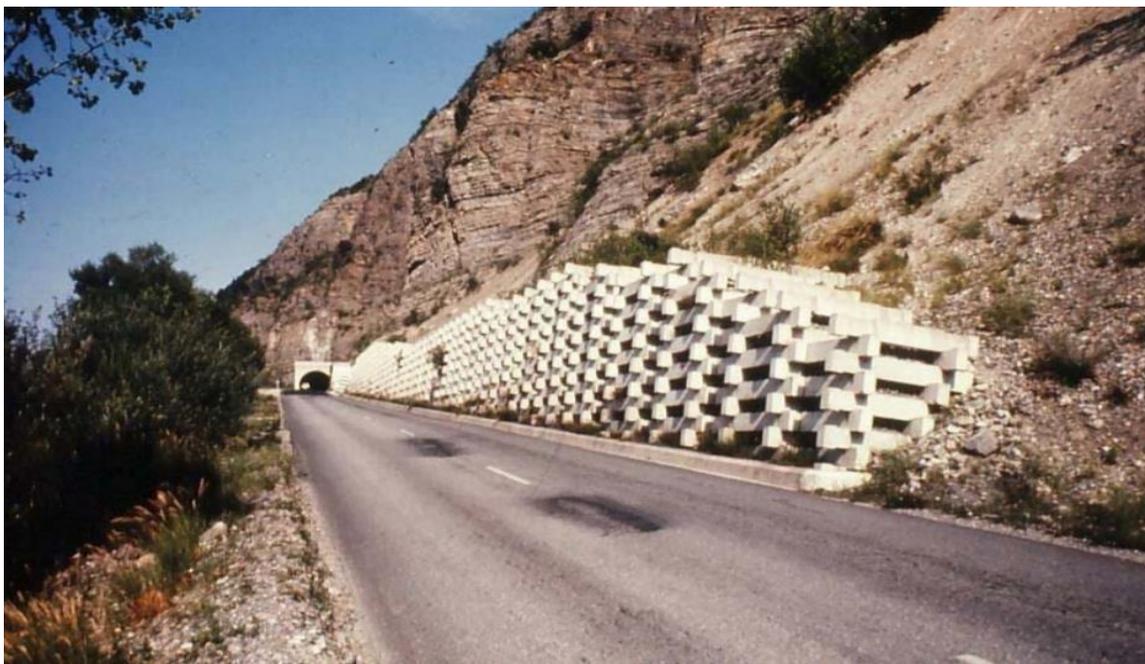


Figure 1.7 : mur poids constitué d'éléments préfabriqués. [5]

✓ Les rideaux palplanche :

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



Figure 1.8 : rideaux palplanche.[6]

✓ Les tirants d'ancrage :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Il est composé : D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui. D'une partie libre.

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d'une structure (mur, fondation,) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints.

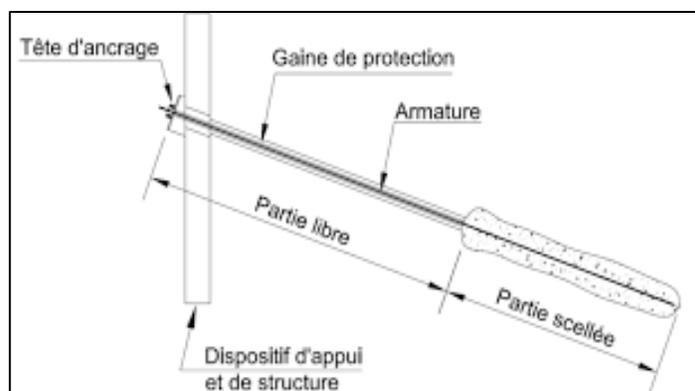


Figure 1.9 : Les tirants d'ancrage.[6]

✓ **Les géotextiles :**

Les géotextiles sont des produits textiles à base de fibres polymère utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil, ces principales fonctions sont :

La séparation : éviter l'interprétation des sols de nature et de granulométrie différente.

Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.

Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus

La protection : protéger une structure fragile contre des éléments poinçonnant.

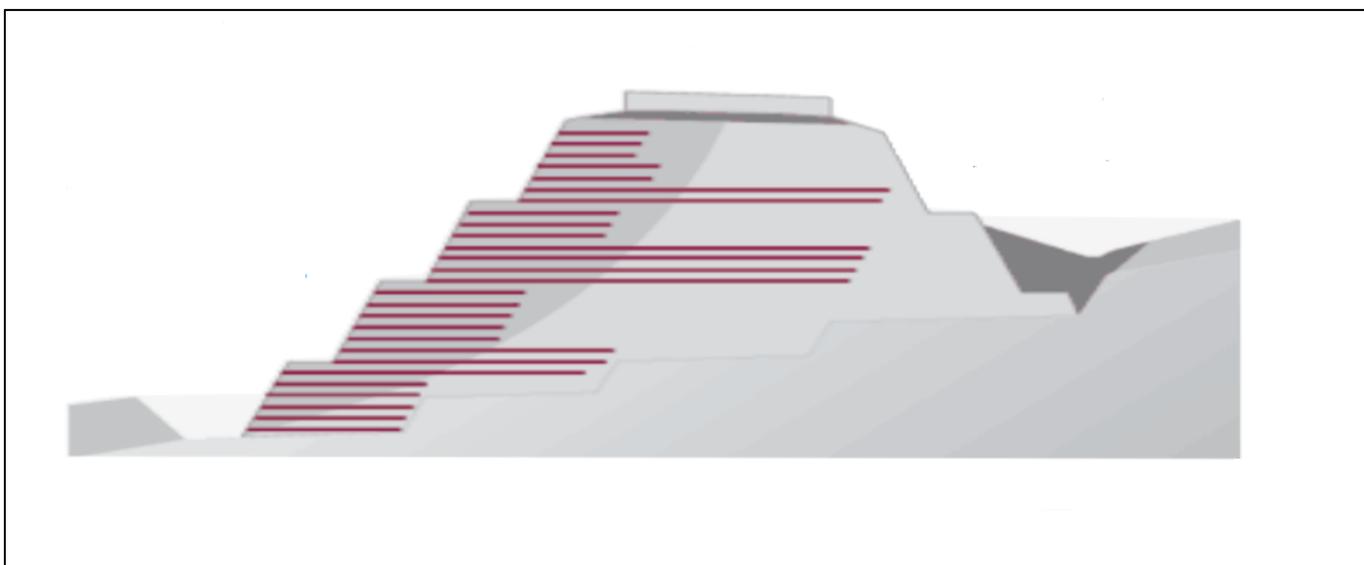


Figure 1.10 : Remblai renforcé par des géosynthétiques [6]

✓ Les Pieux :

La stabilisation d'un glissement par des pieux a le même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

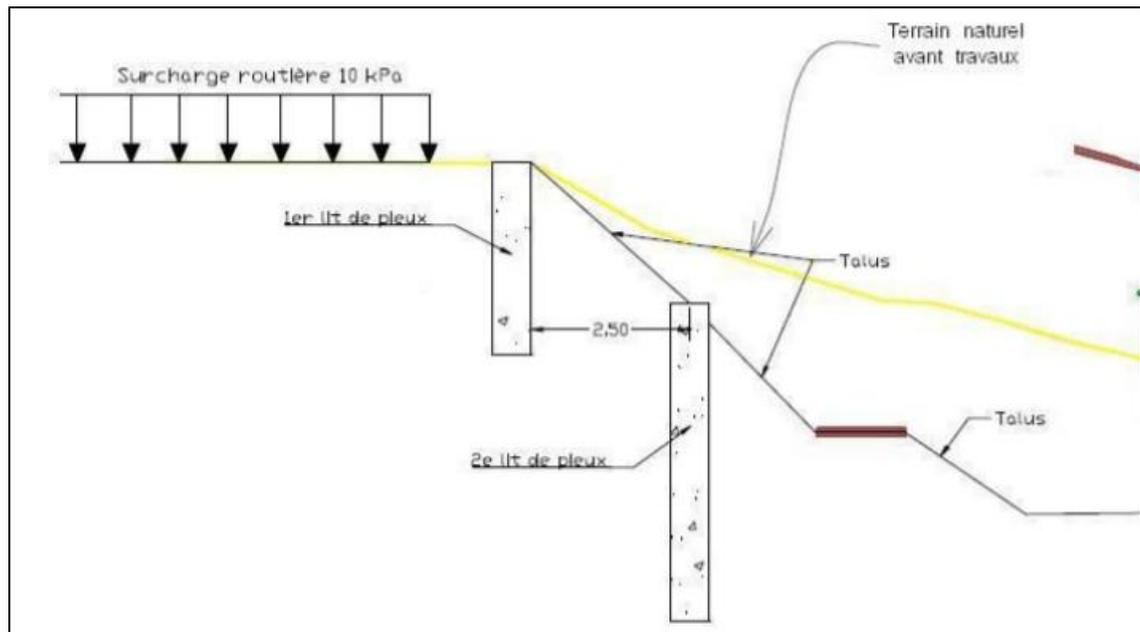


Figure 1.11 : La stabilisation d'un glissement par des pieux.[6]

1.7 Conclusion :

Après avoir traité ce chapitre introductif consacré aux généralités sur le projet routier on retient que L'objectif essentiel d'un projet routier est la réalisation d'une chaussée résistante et de qualité durable, afin d'assurer le confort et la sécurité, via un choix des matériaux de haute performance constituant les couches de cette structure, et un bon dimensionnement du corps de chaussée et pour la création des talus en remblais ou en déblais ils doivent être stable vis-à-vis aux glissements des terrains,

2.1 Introduction :

Ce chapitre présente une généralité du projet relatif à la section de la RN01 comprise entre Chiffa et Hamdania, sur un linéaire d'environ 14.8 km. Il contient une présentation des caractéristiques géométriques adoptées dans le projet, une description climatique et une étude de sismicité de la région.

2.2 Présentation du projet :

Le présent projet d'étude s'introduit dans le cadre de la réalisation de la double voie express Blida-berrouaghia sur un linéaire global de 53 Km à partir de 2 km au sud de la ville de Chiffa la wilaya de Blida entre PK 00+000 et PK16+800, avec une longueur de 14,418km. Le profil en long ou bien le tracé de la route passe par des déblais, des remblais et des ouvrages d'art.

Le dédoublement de la RN 01 entre les villes de Chiffa et Hamdania a été projeté en essayant de tenir compte des restrictions et des conditionnements existants et en dotant le nouveau tracé de quelques caractéristiques techniques.

Les principaux facteurs conditionnant présentés lors de ce tronçon sont liés à l'orographie du terrain, à la présence d'édificiations, des noyaux urbains et des cimetières proches à la trace, la ligne de chemin de fer, finalement la présence de nombreux oueds qui sont croisés au long de tout le tronçon. Il faut aussi souligner la présence de nombreuses lignes électriques, en plus de certains gazoducs et des conduites d'eau souterraines.

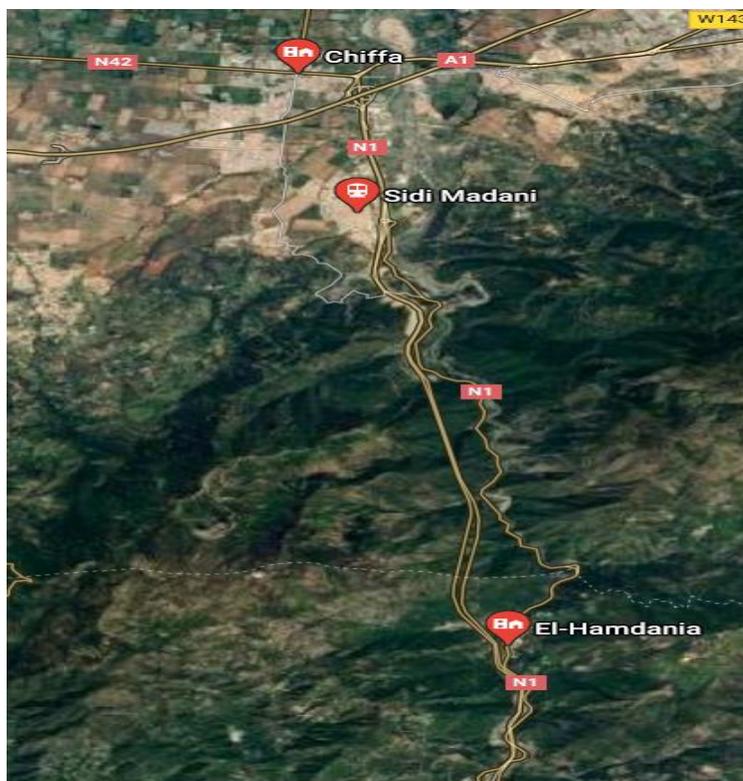


Figure 2.1 : Localisation du projet.

L'orographie du terrain est compliquée dans la plupart du tronçon, ce qui fait que le profil en long présente de grandes pentes, le tracé traverse une série de collines et de vallées donnant lieu à un profil en long plus compliqué, avec une succession de remblais et de déblais plus prononcés.

2.3 Données géographiques :

commune de Chiffa est située à l'ouest de la wilaya de Blida, à environ 06 km à l'ouest de Blida, à environ 55 km au sud-ouest d'Alger et à environ 33 km au nord de Médéa, au bord de la rivière du même nom, au nord de la Mitidja et au pied de l'Atlas tellien. En amont de la ville d se trouvent les gorges de la Chiffa ou vivent des singes magots ou macaque berbère, Dans ces gorges se trouve le ruisseau des singes.

2.4 Géomorphologie :

- **Entre pk00 et pk01 :** Le site se trouve entre la zone de plaine, donc le terrain est plat L'altitude minimum sur l'axe est de 108m, et une altitude maximale de 117m, le tronçon routier se trouve dans une unité géomorphologique de plaine, voir photo 1.
- **Entre pk01 et pk03+200 :** Le site se trouve entre la zone de plaine et la zone peu montagneux, donc le terrain est plat, ainsi que des ravins développés et une pente naturelle de 10° à 30°. L'altitude minimum sur l'axe est de 117.01m, et une altitude maximale de 180.74m, le tronçon routier se trouve dans une unité géomorphologique tabulaire et peu montagneuse,
- **Entre pk03+200 et pk04+600 :** Le terrain est vallonné par des collines et vallées, avec des ravins développés et une pente naturelle de 20° à 40°. Les altitudes minimale et maximale sur l'axe du tracé sont consécutivement 151.47 et 276.16. Dont la section routière se trouve dans une unité géomorphologique montagneuse, voir photo 1.
- **Entre pk04+600 et pk08+140 :** Le terrain est vallonné par des collines et vallées, avec des ravins développés et une pente naturelle de 20° à 40°. L'altitude minimum sur l'axe est de 151m, et une altitude maximale de 197m, la section routière se trouve dans une unité géomorphologique montagneuse, 1.
- **Entre pk08+140 et pk13+500 :** La zone basse – montagneuse et zone de dénudation, le terrain est vallonné par des collines et vallées, avec des ravins développés et une pente naturelle de 20° à 50°, les plantes y sont riches,
- **Entre pk13+500 et pk14+800 :** Le site se une région de gorges, le relief est relativement plat, l'altitude est de 375~384m, Il n'a pas été constaté des phénomènes géodynamiques, voir photo 1.
- **Entre pk14+800 et pk16+800 :** Le terrain est vallonné par des collines et vallées, avec des ravins développés et une pente naturelle de 20° à 45° L'altitude minimum sur l'axe est de 412.61m, et une altitude maximale de 484.2m, la section routière se trouve dans une unité géomorphologique peu montagneuse,



Figure 2.2 : géomorphologie de plaine
Entre Pk00 et Pk01



Figure 2.3 : Vue du versant traversé par l'autoroute
Entre pk03+200 et pk04+600



Figure 2.4 : paysage de moyenne montagne Entre Pk04+600 et Pk08+140



Figure 2.5 : géomorphologie de gorge Entre pk13+500 et pk14+800

2.5 Données climatiques :

La région de chiffa est régie par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche avec une saison froide, humide et pluvieuse.

Les pluies sont importantes en automne et en hiver, elles tombent d'octobre à Mai avec un maximum en Novembre et un autre en Février.

D'après les observations effectuées à la station météorologiques on a :

-Pluie moyenne journalière $P_j = 55\text{mm}$.

2.6 Sismicité :

2.6.1 Aperçu Sismique :

Le Nord de l'Algérie est associé à une forte activité sismique, liée aux mouvements de collision aux frontières de deux plaques lithosphériques, africaine et eurasiatique. Le rapprochement nord-sud des deux masses continentales se fait d'une manière continue depuis près de 80 millions d'années. Au niveau du méridien d'Alger, la vitesse de rapprochement est de 1 cm/an.

Du point de vue sismique, l'Algérie est divisée en 3 régions :

- L'Atlas Tellien : fortement sismique.
- L'Atlas Saharien : moyennement sismique.
- Le Sahara : peu sismique.

2.6.2 Sismicité de la Région :

On présente, dans les figures suivantes, des cartes de macro sismicité, d'isoséistes et des sources sismiques qui encadrent la région en étude et qui montrent que, d'une façon générale, la sismicité historique est faible.

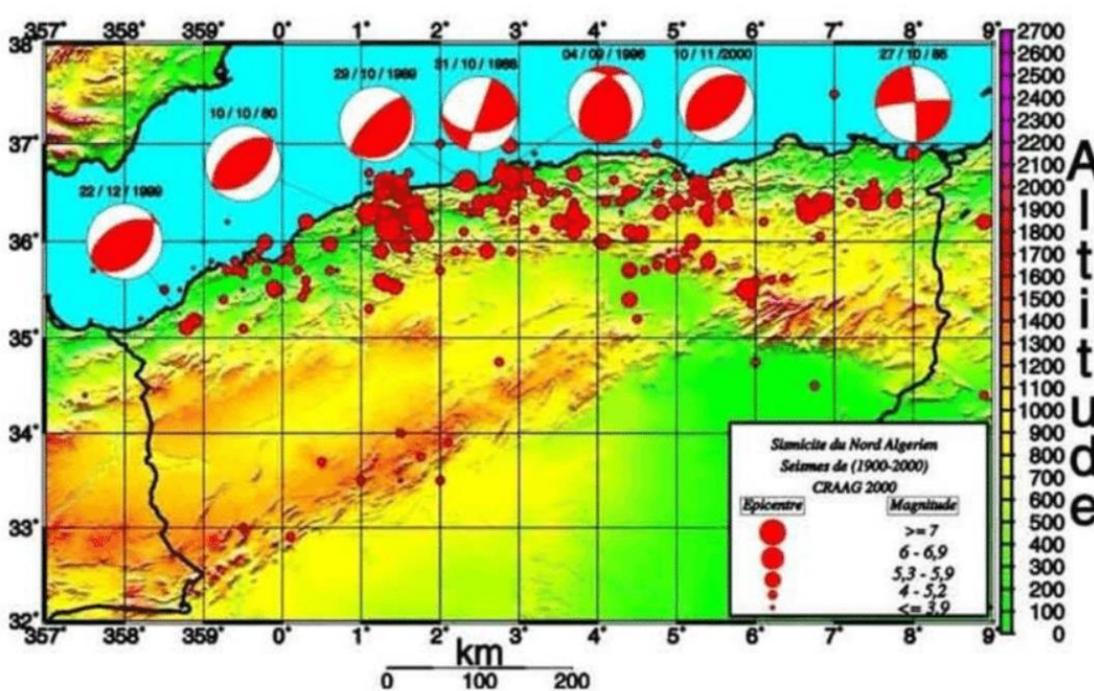


Figure 2.6 : Carte de sismicité du Nord de l'Algérie [7]

2.6.3 Paramètres Parasismiques et Zonage Sismique :

Le document technique réglementaire D.T.R. concernant les règles parasismiques algériennes RPOA 2003, élaboré par le CTPP et le CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique), divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (Figure I.), soit :

Tableau 2.1 Division du territoire algérien dans divers zones de sismicité [8]

Zone	0	I	IIa	IIb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Élevée	Très élevée

Les sites ont également fait l'objet d'une classification en fonction de leur nature géologique et des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, ainsi on distingue les catégories suivantes :

- **Catégorie S1** : (site rocheux), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 800\text{m/s}$;
- **Catégorie S2** : (site ferme), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur ;
- **Catégorie S3** : (site meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S > 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur ;
- **Catégorie S4** : (site très meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, $V_S < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

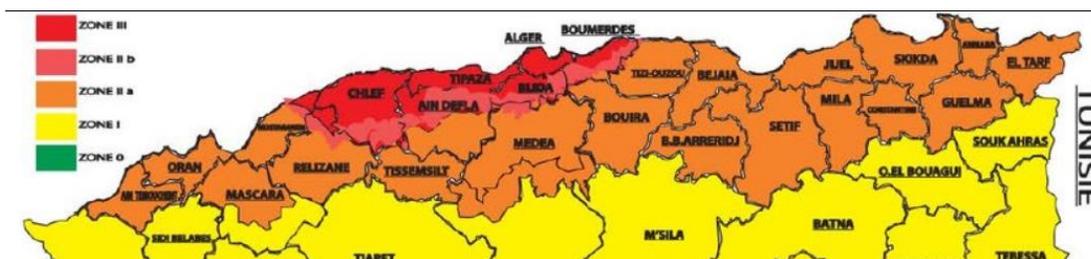


Figure 2.7 : Carte de zonage sismique du nord algérien (RPOA 2003) [9]

La valeur du coefficient d'accélération $-A-$ est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zone sismique correspondante voire **Tableau I**

Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération (A) [8]

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	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

En se basant sur ce qui précède, l'ouvrage se caractérise de la façon suivante :

- Le site étudié se situe dans **la zone III**, qui correspond à une zone de sismicité Très élevée.
- Le tracé en étude est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe 2).

A partir de ces données, le coefficient d'accélération à utiliser sera $A = 0,30g$.

La sismicité actuelle s'inscrit dans la continuité des mouvements plio–quaternaires ; il est, par conséquent, impératif de prendre en considération le facteur sismique dans

Le dimensionnement des ouvrages d'art.

2.7 Etude Géologique :

L'étude géologique est nécessaire pour déterminer les caractéristiques géologiques (stratigraphiques, structurelles et hydrogéologiques) du site retenu pour le projet et les problèmes liés à l'instabilité des assises géologiques.

2.7.1 Géologie générale :

La section chiffa – hamdania se trouve au sud de l'Atlas blidéen et au début de l'atlas tellien de la partie nord de la wilaya de Médéa

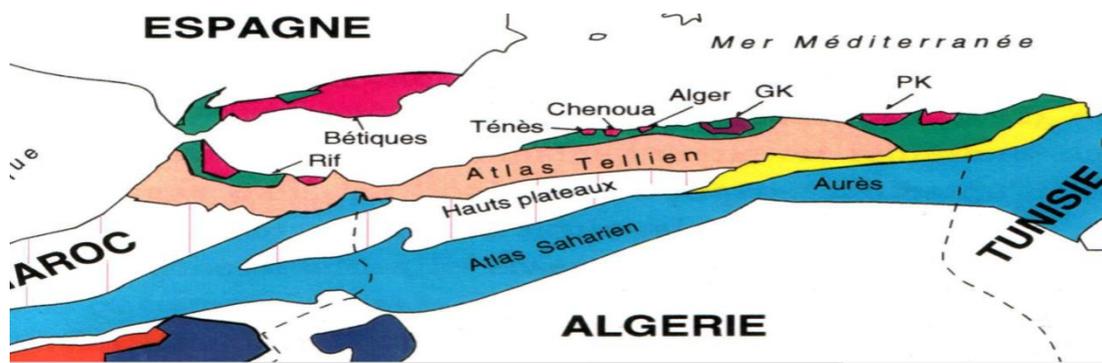


Figure 2.8 : schéma géologique du nord algérien

2.7.2 Lithologie :

L'examen des coupes des sondages carottés, des puits de reconnaissance géotechnique, et des coupes lithologiques des sondages pressiométrique, permet d'identifier la nature des formations traversées par le tracé, se présente comme suit :

CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET, DES ESSAIS ET CLASSIFICATION DU SOL

- **Entre pk01 et pk02 :**

On rencontre des argiles peu plastiques, des sables fins argileux, des graviers argileux et des galets en dépôt alluvial quaternaire.

- **Entre pk01 et pk03+200**

On rencontre l'affleurement de gravier argileux de dépôt alluvial, sable gros et brèche, la brèche n'a pas la direction et le pendage fixe.

- **Entre pk03+200 et pk04+600 :**

Le site est composé essentiellement des brèches faiblement et fortement altérées recouverte par des graviers d'argile éluviale quaternaire.

- **Entre pk04+600 et pk08+140 :**

Pendant l'excavation en aval de RN1 dans le talus à l'inférieur et sur les deux côtés de la ravine au sud de déblai, on rencontre l'affleurement du crétacé inférieur avec des schistes, la direction et le pendage est $300^\circ \angle 17^\circ$.

- **Entre pk08+140 et pk13+500 :**

Le site se trouve au sud de Tell septentrional. Les couches de sol sont composées par des sédiments qui sont descendues de la période du Trias et du Neocene, il se trouve des plissements redoublés sur le monocline des sédiments. La lithologie principale a compris de l'ardoise, du calcaire, du poudingue et de la mylonite.

- **Entre pk13+500 et pk14+800 :**

La partie supérieure du site de viaduc est la couche de cailloux et remblai artificiel, la structure est monoclinale, la direction et le pendage est $142^\circ \angle 39^\circ$. Selon la carte géologique de la région et l'inspection visuelle on n'a pas découvert des failles dans la région.

- **Entre pk14+800 et pk16+800 :**

Le site prévu se montre le calcaire et le marnes du crétacé, le pli monoclinale a le phénomène de plissement et l'effet de couche, l'état des couches est varié. la direction et le pendage est $165 - 190^\circ \angle 35 - 42^\circ$ D'après le sondage et l'étude géotechnique, la couche de cette zone se diffuse en continuant, et est stables, on n'a pas trouvée la fragmentation.



Figure 2.9 : le sondage carotté



Figure 2.10 : puit de reconnaissance



Figure 2.11 : argile peu plastique



Figure 2.12 : remblai artificielle et cailloux.

CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET, DES ESSAIS ET CLASSIFICATION DU SOL

2.8 Prospection géotechnique du projet :

L'objectif attendu par le programme de reconnaissance géotechnique est de permettre la reconnaissance des sols en place et de déterminer leurs caractéristiques géotechniques.

2.8.1 Essai in situ :

Le profil en long ou bien le trace de la route passe par des déblais, des remblais. A cet effet, Dans la phase d'excavation, nous avons utilisé des sondages carotte, sondages pressiométriques (et des essais pénétrations)

Le tableau suivant montre la nature et les épaisseurs des couches traversées

Tableau 2.3 : lithologie de chaque sondage

Sondage	Localisation	Couches	Couche Sym	Profondeur (m)	Description du sol	Taux de Réc (%)
PS04	PK03+272	4	RB1-1	19.50	Brèche totalement altérée : jaune brunâtre, les carottes sont en forme de cailloux, la haute teneur argilacé la surface superficielle a déjà été excavé	60
		5	RB1-2	30.40	Brèche fortement altérée : jaune brunâtre, les carottes sont en forme de cailloux, la haute teneur argilacé la surface superficielle a déjà été excavé	60
PS05	PK3+308	4	RB1-1	18.00	Brèche totalement altérée : gris-noir les carottes sont sous forme de gravier sableux, en contenant des argiles et gravier quartzeux blanc	65
		5	RB1-2	30.80	Brèche fortement altérée : : gris-noir les carottes sont sous forme de gravier sableux, en contenant des argiles et gravier quartzeux blanc	65
PS3-02	PK3+800	2	GA-1	03.90	Gravier argileux : les carottes sont les graviers contenant des argiles, le diamètre des grains sont de 3cm a 12 cm, sous forme anguleux, les composants sont des mames.	60
		4	RB1-1	15.70	Brèche : gris-vert, jaune-brun, altération forte, les carottes sont en morceaux, sous forme anguleux et du sol, les diamètres des grains sont de 2cm a 8cm, les brèches sont principalement des roches mameuses, contenant un peu de quantité de schiste.	60
		5	RB1-2	30.00	Brèche : gris-noir, altération forte, les carottes sont en morceaux, sous forme de colone, contenant les graviers anguleux et les cailloux, les diamètres des grains sont de 4cm a 10cm, les brèches sont principalement des roches schisteuse, remanié facilement due a la frappe, facile ramollir en contact de l'eau	70
S3-04	PK3+829	2	GA-1	04.50	Gravier argileux : les carottes sont les graviers contenant des argiles, le diamètre des grains sont	60

CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET, DES ESSAIS ET CLASSIFICATION DU SOL

					de 3cm a 9 cm, sous forme anguleux, les composants sont des mames	
		5	RB1-2	30.00	Brèche : jaune-brun, altération forte, les carottes sont en morceaux, sous forme anguleux et du sol, les diamètres des grains sont de 2cm a 8cm, la teneur du sable local est élevé, les brèches sont principalement des roches mameuses	70
S3-06	PK3+976	5	RB1-2	05.00	Brèche : bise, altération forte, de roche molle, très dur.	80
S4-01	PK4+040	5	RB1-2	12.50	Brèche : gris-vert, jaune-brun, altération forte, les carottes sont en morceaux, sous forme anguleux et du sol, les diamètres des grains sont de 2cm a 15cm, les brèches sont principalement des roches mameuses, contenant un peu de quantité de schiste.	65
		6	RB1-3	21.00	Brèche : gris-noir, altération faible, les carottes sont en morceaux, sous forme de colone, contenant les graviers anguleux et les cailloux, les diamètres des grains sont de 4cm a 10cm, les brèches sont principalement des roches schisteuse, remanié facilement due à la frappe, facile ramollir en contact de l'eau	65
S4-02	PK4+190	5	RB1-2	8.80	Brèche : gris-vert, jaune-brun, altération forte, les carottes sont en morceaux, sous forme anguleux et du sol, les diamètres des grains sont de 2cm a 8cm, les brèches sont principalement des roches mameuses, contenant un peu de quantité de schiste.	70
		6	RB1-3	28.00	Brèche : gris-noir, altération faible, les carottes sont en morceaux, sous forme de colone, contenant les graviers anguleux et les cailloux, les diamètres des grains sont de 5cm a 15cm, les brèches sont principalement des roches schisteuse, remanié facilement due à la frappe, facile ramollir en contact de l'eau	70
S4-03	PK4+400	3	GA-2	06.50	Gravier argileux : gris, bistre, sous forme anguleux, les composants des roches mères sont des brèches et schistes, la teneur granulométrique est de 60% a 80% moyennement dense	65
		7	RB2	20.00	Brèches(cailloux) : gris, la roche de base est le schiste et le calcaire marneux, la haute teneur de gravier, les diamètres des grains sont de 2cm a 10cm, en contenant des sables, dense.	65

- Interprétation :**

D'après la lithologie des sondages donnée par le tableau (entre PK3+200 et PK04+600), les sols retrouvés le long du tracé routier sont généralement des brèches et des graviers argileux.

Les sondages des autres tronçons sont présentés en annexe.

2.8.1.1 Sondages pressiométriques (PMT) :

Quatre sondages pressiométrique (PS04, PS04, PS03 et PS01), sont effectués le long du tracé routier entre PK03+200 et PK04+600, Les sondages pressiométriques des autres tronçons sont présentés en annexe. Nous avons pris les résultats du sondage pressiométrique (PS04, PS04, PS03 et PS01), pour déterminer : les pressions limites PL, et le module pressiométrique Em. Les résultats des pressions limites, et du module pressiométrique obtenus à partir du sondage pressiométrique sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.4 : résultat d'Essai Pressiométrique

N° Sondage	N°	Prof(m)	Symbole Lithologique	Donnée essais		Classe de Sol
				PI(MPa)	Em(MPa)	
PSO4	1	2.5	RB1-1	2.048	20.711	A
PSO4	2	3.5	RB1-1	1.533	10.774	A
PSO4	3	4.5	RB1-1	1.666	15.715	A
PSO4	14	23	RB1-1	5.123	163.588	B
PSO4	15	26	RB1-1	4.800	130.573	B
PSO4	16	29	RB1-1	5.062	135.629	B
PSO5	1	2	RB1-1	1.378	9.239	A
PSO5	2	3	RB1-1	1.859	9.745	A
PSO5	3	4	RB1-1	1.992	30.722	A
PSO5	14	24	RB1-1	7.318	121.982	B
PSO5	15	26	RB1-1	8.160	105.758	B
PSO5	16	29	RB1-1	5.568	108.173	B
PS3-02	1	2	GA-1	1.040	8.561	B
PS3-02	2	3	GA-1	1.814	13.304	B
PS3-02	3	5	GA-1	4.988	47.836	B
PS3-02	14	25	GA-1	1.989	21.558	A
PS3-02	15	27	GA-1	2.383	21.109	A
PS3-02	16	29	GA-1	2.398	26.363	A
PS01	1	1	RB2	1.164	12.488	B
PS01	2	2	RB2	1.056	12.294	B
PS01	3	3	RB2	1.307	14.531	B
PS01	14	22	RB2	4.831	75.94	C
PS01	15	25	RB2	5.446	53.091	C
PS01	16	29	RB2	5.533	54.706	C

Interprétations

D'après les résultats du (PS04, PS04, PS03 et PS01), de l'essai in-situ PMT représentés sur le tableau, on remarque que les valeurs de la pression limite PI varient entre (1.378-8.160) MPa, et les valeurs du module pressiométrique varie entre (9 et 55) MPa.

2.8.2 Essais en laboratoire :

Pour La détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du sol support sur les échantillons, les essais suivants ont été réalisés :

- ✓ Essai de la teneur en eau.
- ✓ Détermination des limites d'Atterberg.
- ✓ Analyse granulométrique par tamisage.
- ✓ Analyse granulométrique des sols Méthode par Sédimentation.
- ✓ Détermination des caractéristiques de compactage de sol : Teneur en eau optimal et la densité sèche optimal : Proctor Modifié.
- ✓ Essai du bleu de méthylène

2.8.2.1 L'analyse granulométrique :

- **But de l'essai :**

Déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon, représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les masses des différents refus et tamisât sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique

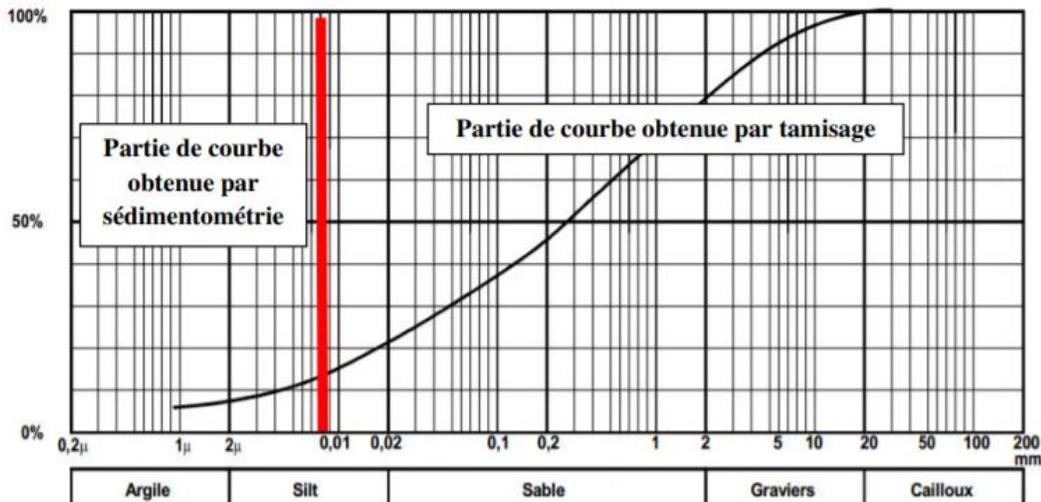


Figure 2.13 : Courbe granulométrique [2].

2.8.2.2 Limites d'Atterberg :

- **But de l'essai :**

Caractériser l'argilosité d'un sol, et donc déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états sont les « Limites d'Atterberg » :

- Limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide)
- Limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique)

- **Principe de l'essai :**

- Détermination de la teneur en eau WL pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme à 10 mm, suite à 25 chocs répétés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel)
- Détermination de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol de diamètre 3 mm se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle).

Tableau 2.5 : Classification des sols selon l'indice de plasticité IP [2]

Indice de plasticité	Type du sol
$IP < 1$	Sol pulvérulents
$1 \leq IP \leq 7$	Sable argileux
$7 \leq IP \leq 17$	Argile sablonneuse
$17 \leq IP$	Argile

2.8.2.3 Essai Proctor :

- **But de l'essai :**

Détermination des références de compactage d'un matériau : masse volumique et teneur en eau.

- **Principe de l'essai :**

L'essai Proctor, complètement normalisé, consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon humidifié de manière homogène à une teneur en eau donnée, peu élevée au début, et à compacter cet échantillon par couches au moyen d'une dame de poids standardisé tombant d'une hauteur standardisée.

Pour chacune des teneurs en eau considérée, on détermine le poids volumique sec du sol et on établit la courbe des variations de ce poids volumique en fonction de la teneur en eau.

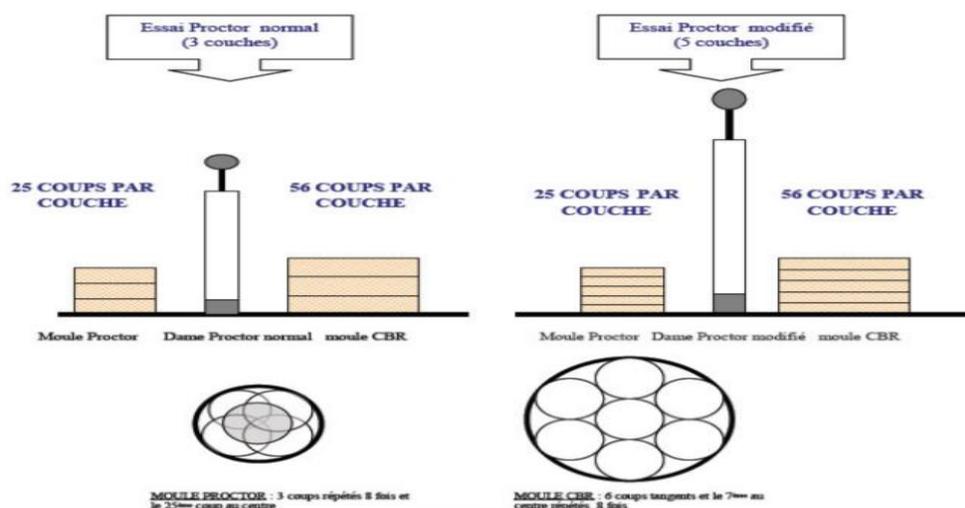


Figure 2.14 : Principe de l'essai Proctor normal et modifié.[3]

2.8.2.4 L'indice de portance (CBR) :

- **But de l'essai :**

Cet essai donne une mesure de la portance relative des sols par rapport à un sol type, constitué par des pierrailles concassées et compactées, extraites d'une carrière de Californie. Cet essai permet de :

- Établir une classification des sols (GTR)
- Évaluer la traficabilité des engins de terrassement
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente → épaisseur diminue).

- **Principe de l'essai :**

L'indice portance californien CBR est le rapport, exprimé en % de la pression produisant un enfoncement donné au moyen d'un poinçon cylindrique normalisé (de section 19.32 cm²) se déplaçant à une vitesse déterminée (1.27 mm/min) et de la pression nécessaire pour enfoncer le même poinçon dans les mêmes conditions, dans un matériau type.



Figure 2.15 : les mesures de l'indice CBR [3]

2.8.3 Classification :

Classer un sol consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables

Plusieurs classifications dans différents pays :

- ✓ Classification LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées).
- ✓ Classification USCS (Unified soil classification system) établie par Casagrande : identique à la classification LCPC.
- ✓ Classification GTR (Guide des terrassements routiers).
- ✓ Classification AASHO (American Association State Highways Officials).

2.9 La classification :

2.9.1 La classification LCPC :

La classification LCPC utilise les résultats fournis par

- La granulométrie
- Les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg)

Les sols sont désignés par le nom de la portion granulométrique prédominante qualifiée par un adjectif relatif aux portions secondaires, on distingue trois grands types de sols :

- **Les sols grenus** : plus de 50% des éléments en poids $> 80\mu\text{m}$,
- **Les sols fins** : plus de 50% des éléments en poids $< 80\mu\text{m}$,
- **Les sols organiques** : dont la teneur en matière organique est $> 10\%$.

2.9.1.1 Sols grenus:

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-après (Tableau. 1).

Tableau 2.6 : Classification des sols grenus (selon L.C.P.C) [10].

Définitions		Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Gm Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	GL Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GA Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Sm Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	SL Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SA Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.

2.9.1.2 Sols fins:

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (figure. 1). Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales:

- Les limons très plastiques
- Les limons peu plastiques
- Les argiles très plastiques
- Les argiles peu plastiques

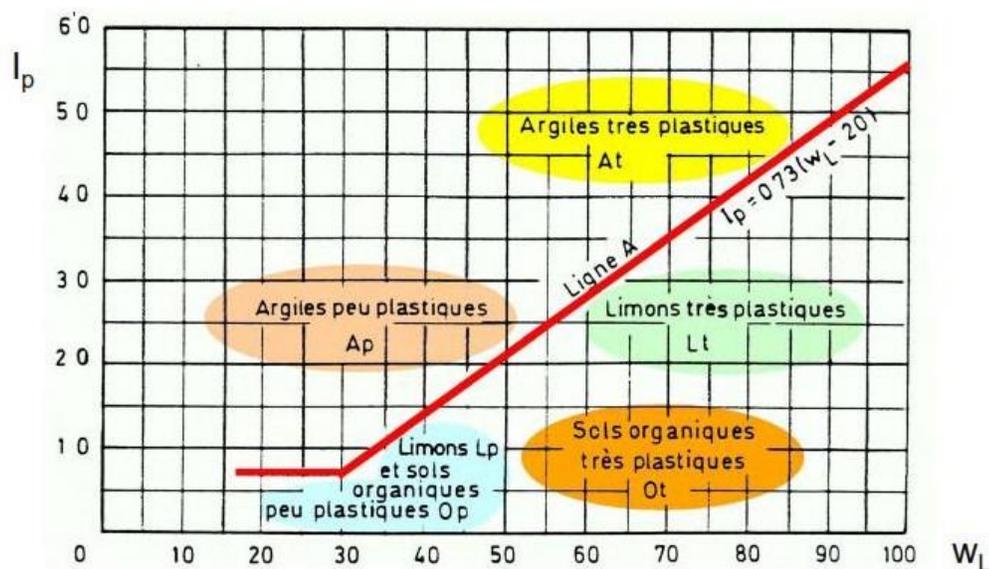


Figure 2.16 : Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C) [2].

2.9.2 La classification GTR :

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR.

Le guide de terrassement routier GTR permet la classification des terrains meubles, selon la nature et l'état hydrique du sol, ainsi que des terrains rocheux, selon la nature pétrographique des roches.

On distingue 3 familles :

- Les **sols** de classe : A, B, C et D
- Les **matériaux rocheux** de classe : R
- Les **sols organiques et sous-produits industriels** de classe : F

Les 4 classes de sols (famille 1) : Classe A : sols fins Classe B : sols sableux et graveleux avec fines Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments Classe D : sols insensibles à l'eau.

CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET, DES ESSAIS ET CLASSIFICATION DU SOL

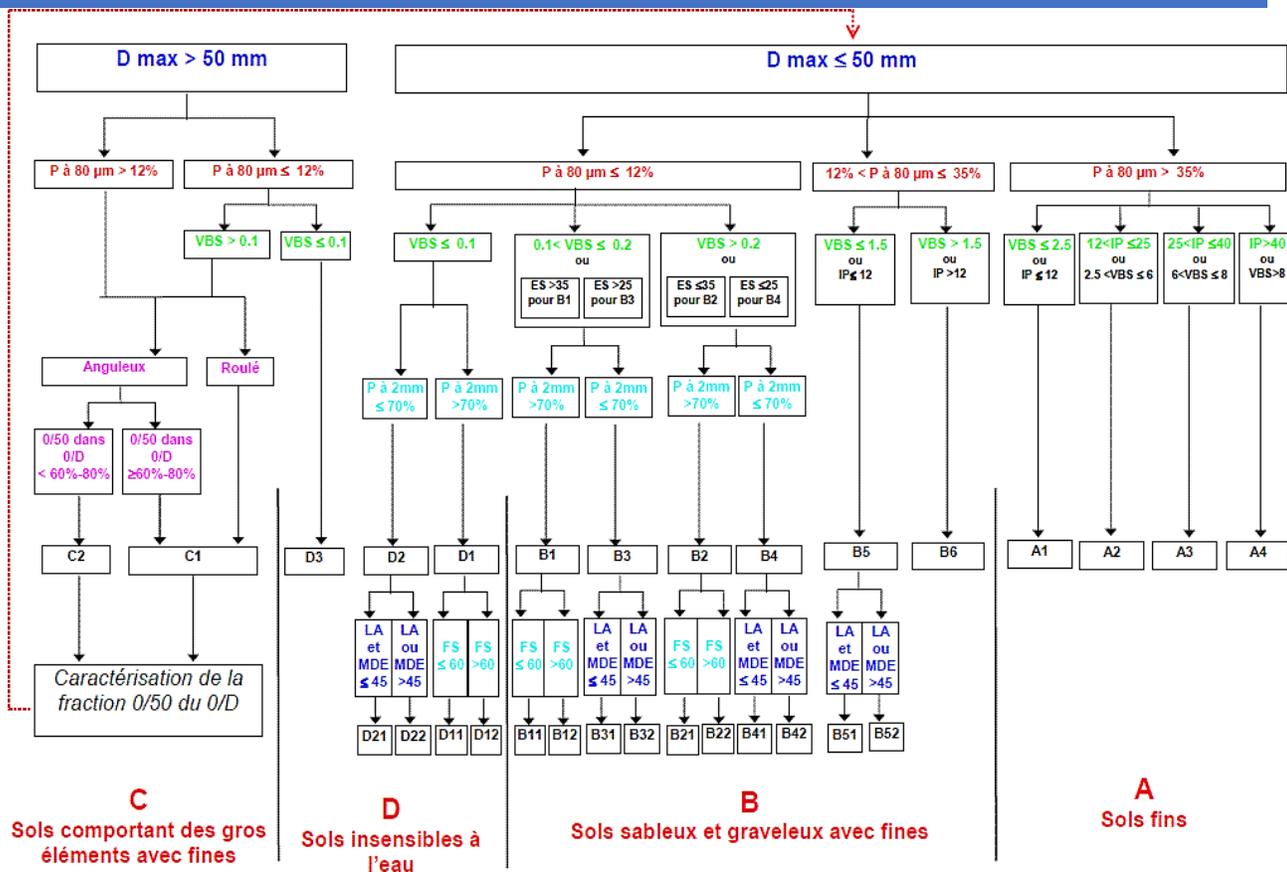


Tableau 2.7 : La classification GTR pour les sols A, B, C et D [2].

2.9.3 Les résultats des essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire pour le tronçon entre (PK01 et PK03+200) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Les résultats des essais de laboratoire

Puits N°		P01	P02	P03	P04	P06
Section		S1	S1	S1	S1	S1
PK		PK0+200	PK1+100	PK1+500	PK1+800	PK2+500
Profondeur (m)		1.0-1.7	1.0-1.8	1.0-1.5	0.9-1.5	0.5-1.0
Classe du sol selon GTR		B6	A2	A2	B6	B6
Teneur en eau naturelle W (%)		11.75	15.35	20.15	9.66	4.92
Granulométrie	% des passants a 5 mm	86.86	81.1	99.42	51.77	59.1
	% des passants a 2 mm	68.88	66.6	96.05	41.77	38.47
	% des passants a 0.04 mm	43.03	53.03	65.88	41.09	28.79
	% des passants a 80 μ	32.96	45.57	65.88	17.15	16.08
Classification du sol selon LCPC		Sol grenu	Sol grenu	Sol fin	Sol grenu	Sol grenu
Désignation géotechnique		Grave argileuse	Grave argileuse	Argile peu plastique	Grave argileuse	Grave argileuse
Limites D'Atterberg	Limite de liquidité Lc (%)	34.91	46.81	32.1	56.34	29.86
	Indice de plasticité Ip (%)	16.77	23.3	16.5	27.29	14.6
Proctor modifié	γ_{dmax}	2.06	/	1.98	/	2.18
	W_{opt}	9.60	/	11.3	/	6.4
Essais CBR	56 coups	$\gamma_d(t/m^2)$	11.53		11.86	2.19
		I_{CBR}	18.5		11.60	8.84
		Gonflement (%)	0		0	0.23
	26 coups	$\gamma_d(t/m^2)$	10.7		13.15	2.14
		I_{CBR}	15.11		8.48	6.49
		Gonflement (%)	0		0	0.47
	10 coups	$\gamma_d(t/m^2)$	12.67		12.67	2.00
		I_{CBR}	6.47		2.56	5.49
		Gonflement (%)	0		0	1.18
I_{CBR}	A 95% de l'OPM	6.47	/	9.61	/	6.35
Classification du sol		S3	/	S3	/	S3

• **Remarque :**

Les résultats des essais de laboratoire pour les autres tronçons sont présentés en annexe.

2.10 Conclusion :

Après avoir élaboré ce chapitre on conclut que :

- La zone d'étude présente une géomorphologie plus ou moins complexe constituée entre PK01 et PK03+200 par une zone plaine et entre PK03+200 et PK16+200 le terrain est vallonné par des collines et vallées
- Le climat de la région de chiffa est régie par un climat méditerranéen.
- La zone d'étude est classée à zone III selon le règlement parasismique algérien
- L'étude géologique de la zone d'étude a montré que les terrains sur place présentent des formations rocheuses tel que : les brèches et les schistes
- Après avoir analysé et interprété les résultats des différents essais effectués sur les sondages carottés et les différents puits de reconnaissances, il en ressort que les sols rencontrés sur le tronçon étudié sont classés comme étant des sols sableux et graveleux avec fines (classe B) selon la classification GTR.

3. Dimensionnement de corps de chaussée :

3.1 Introduction :

Pour le dimensionnement du corps de chaussée on va utiliser deux méthodes qui sont : méthode dite CBR et la méthode du catalogue des chaussées neuves « CTTTP ».

Les données mises à notre disposition sont :

- Trafic de l'année de comptage 2014.
- Année de mise en service : 2019, $TJMA_{2019} = 15138$ v/j.
- Le taux de croissance est de 4 %.
- Pourcentage du poids lourd est $Z=22$ %.

3.2 METHODE DU CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES NEUVES :

Les données de bases pour le dimensionnement de chaussée sont :

- ✓ Le trafic.
- ✓ Les données climatiques
- ✓ La durée de vie.
- ✓ Le sol support de chaussée.
- ✓ Le risque de calcul considéré.
- ✓ Les caractéristiques des matériaux.
- ✓

A. Les données climatiques :

Le dimensionnement de corps de chaussée s'effectue avec une température consistante, c'est-dire température équivalente θ_{eq} , en tenant compte de cycle de variation de température de chaque année.

La température équivalente est généralement déterminée selon le zonage climatique du site D'après le « catalogue de dimensionnement des chaussées neuves(2001CCTP) », le site de projet est classé en **zone I**.

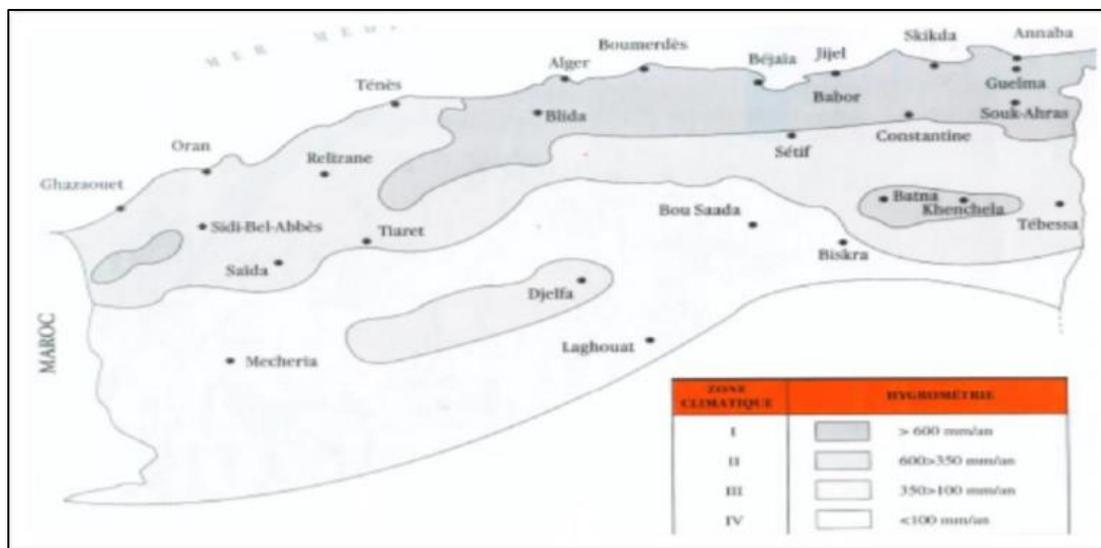


Figure 3.1 : Position de projet dans la carte climatique de l’Algérie [13]

Donc on prend une température équivalente égale à 20°C, comme montré dans le tableau suivant

Tableau 3.1: Choix des températures équivalentes [11].

Zone climatique	I et II	III	IV
Température équivalente θ_{eq}	20°C	25°C	30°C

B. Les données du trafic :

Détermination du type de réseaux principaux : D’après le catalogue on a la classification suivante :

Tableau 3.2: Type de réseau [11].

Réseau principal	Trafic (véhicules/jour)
RP1	>1500
RP2	<1500

L’année de mise en service 2019.

$TJMA_{2019} = 15138 \text{ v/j} > 1500 \text{ V/J} \Rightarrow$ **Donc** : le réseau principal est **RP1**.

Donc la durée de vie de projet c’est : **20 ans**

• **Détermination de la classe du trafic (TPLi) :**

Les classes de trafic (TPLi) adoptées dans les fiches structures de dimensionnement sont données, pour chaque niveau de réseau principal, en nombre PL par jour et par sens à l'année de mise en service.

$$TJMA_{2019} = 15138 \text{ v/j (l'année de mise en service).}$$

$$TJMA_{2019} = 15138/2 = 7569 \text{ v/j/sens.}$$

$$TPL_{2019} = Z \times TJMA_{2019} = 0.22 \times 7569 = 1665.18 \text{ PL/j/sens.} \quad (3.1)$$

• **Répartition transversale du trafic :**

Nous avons une chaussée unidirectionnelle à 3 voies. D'après le catalogue algérien du dimensionnement La répartition du poids lourd est de 90% sur la voie de droite la plus chargée.

Donc :

$$TPL_{2019} = 1665.18 \times 0.9 = 1498.662 \text{ (PL/j/sens/voie plus chargée).}$$

Donc : **La classe de trafic est TPL5.**

Voir le tableau ci-dessous.

Tableau 3.3: Classe du trafic [11].

TPLi	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6	TPL7
PL/j/sens	150-300	300-600	600-1500	1500-3000	3000-6000

• **Trafic cumulé équivalent (TCEi) :**

Il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée

$$TCEi = TPLi \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \times 365 \times A \quad (3.2).$$

✓ I : taux de croissance du trafic (0.04)

✓ A : coefficient d'agressivité de poids lourd par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes. En fonction de réseau principal RPi. D'après le tableau de catalogue algérien du dimensionnement des chaussées neuves Le coefficient d'agressivité A = 0,6.

$$TCEi = 1498.662 \times \frac{(1+0.04)^{20} - 1}{0.04} \times 365 \times 0.6 \rightarrow TCEi = 9.77 \times 10^6 = 97.7t$$

C. Risque de calcul :

Tableau 3.4: Risque adopté pour le réseau RP1[11].

	Classe de trafic	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6	TPL7
Risque (R%)	GB/GB, GB/GNT	20	15	10	5	2

D'après le catalogue de dimensionnement algérien nous avons **un risque de 10%**.

D. Détermination de la portance de sol-support de chaussée :

Le tableau suivant regroupe les classes de portance des sols par ordre de S4 à S0. Cette classification sera également utilisée pour les sol-supports de chaussée.

Tableau 3.5 : Présentation des classes de portance des sols [11]

Portance (Si)	S4	S3	S2	S1	S0
CBR	<5	5-10	10-25	25-40	>40

Dans notre cas :

On distingue la présence de trois sections différentes de sol support de chaussée, soit :

- ✓ **La section 01 :** du PK 00+000 au PK 01+000, elle est caractérisée par une faible portance ($CBR < 5$), **classé S4**.
- ✓ **La section 02 :** du PK01+000 au PK03+200 elle est caractérisée par une faible portance ($5 \leq CBR \leq 10$), **classé S3**.
- ✓ **La section 03 :** du PK03+200 jusqu'au la fi de projet, Elle est caractérisée par une bonne portance ($10 \leq CBR \leq 25$), **classé S2**.

La classe de portance visée avant la réalisation du corps de chaussée est **S2**

• **Choix de dimensionnement :**

Nous sommes dans le réseau principal (RP1), la zone climatique I, durée de vie de 20 ans, taux d'accroissement moyen (4%), la portance du sol (S2) et une classe de trafic (TPL5). Avec toutes ces données, le catalogue Algérien (fascicule N°3) propose la structure suivante :

Tableau 3.6: Structures proposées par le catalogue Algérien.

	Structurel
Couche de roulement	6 DB
Couche de base	10 GB
Couche de fondation	10 GB

3.3 Méthode L.C.P.C :

On ne peut pas calculer avec cette méthode puis qu'on a un trafic des poids lourds largement supérieur à 150pl/j.

3.4 Méthode CBR :

- $I_{cbr} > 10$
- $N(PL) = 15138 \times 0.22 = 3330 \text{ PL/j.}$
- $N(PL) = 1665 \text{ PL/j/sens.}$
- $P = 6.5 \text{ t}$

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I_{cbr} + 5} = \frac{100 + \sqrt{6.5} \left(75 + 50 \log \frac{1665}{10} \right)}{I_{cbr} + 5}$$

Les résultats obtenus par la méthode CBR sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 : Les résultats obtenus par la méthode CBR

TjMA2040 (v/j/sens)	N (PL/j/sens)	Eeq (cm)
	1665	22

CHAPITRE 03 : DIMENSIONNEMENT DE CORP DE CHAUSSEE

Puisque notre structure de chaussée est composée de plusieurs matériaux de nature différentes, on utilise le coefficient d'équivalence de chaque matériau en utilisant la formule ci-après :

$$E_{total} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3 \quad (3.3)$$

Les valeurs usuelles du coefficient d'équivalence suivant le matériau utilisé sont données dans le tableau 1.4

On va utiliser les matériaux suivant dans le corps de chaussée :

- Couche de roulement (béton bitumineux) avec : $a_1 = 2$
- Couche de base (Grave bitume) avec : $a_2 = 1.2$
- Couche de fondation (GNT) avec : $a_3 = 1$

Généralement les épaisseurs adoptées sont :

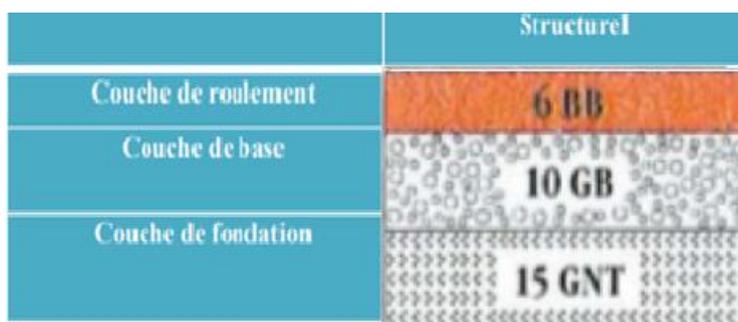
BB = 6 à 8cm GB= 10 à 15cm GNT = 15 à 25 cm TUF= 15 à 25 cm.

Couches	Epaisseur réelle (cm)	Coefficient d'équivalence	Epaisseur équivalente (cm)
BB	6	02	12
GB	10	1.2	12
GNT	15	1	15
TOTAL	31		39

On à $39 > 22$

• **Structure finale :**

La structure finale simulée à partir de la méthode de dimensionnement CBR est comme suit :



- Couche de roulement en BB de 6 cm.
- Couche de base en GB de 10 cm.
- Couche de fondation en GNT de 15 cm.

3.5 Vérification en fatigue des structures et de la déformation du sol support :

Il faudra vérifier que ε_t et ε_z calculées à l'aide d'Alize III, sont inférieures aux valeurs admissibles calculées $\varepsilon_{t,adm}$ et $\varepsilon_{z,adm}$.

ε_t : étant la déformation de traction par flexion à la base des matériaux traités au bitume.

ε_z : (sol) étant la déformation verticale sur le sol support.

$$\varepsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (TCEi)^{-0.235} \quad (3.4)$$

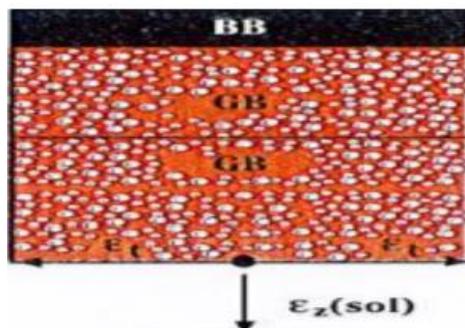


Figure 3.2 : Mode de fonctionnement de la structure.[12]

3.5.1 Calcul de la déformation admissible de traction $\varepsilon_{t,adm}$:

D'après le catalogue CTTP, le calcul de déformation admissible de traction est donné par la formule suivante :

$$\varepsilon_{t, adm} = \varepsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25\text{ Hz}) \times Kne \times K\theta \times Kr \times Kc \quad (3.5)$$

- $\varepsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})$: déformation limite correspondant à 10⁶ cycles. (Essai de fatigue à 10°C et 25Hz). (Pour un grave bitume $\varepsilon_6=100 \cdot 10^{-6}$).
- $K\theta$: facteur lié à la température.
- Kne : facteur lié au nombre cumulé d'essieux équivalents supportés par la chaussée.
- Kr : facteur lié au risque et aux dispersions.

- **Kc**: facteur lié au calage des résultats du modèle de calcul avec le comportement absorbé sur la chaussée (kc=1.3).
- Avec :

$$K_{ne} = \left(\frac{TCEi}{10^6}\right)^b \quad K_r = 10^{-tb\delta} \quad (3.6) \quad K_\theta = \sqrt{\frac{E(10^\circ c)}{E(\theta_{eq})}} \quad (3.7)$$

- **b** : pente de la droite de fatigue (b<0).
- **E(10°c)** : module complexe du matériau bitumineux à 10°C.
- **E (θeq)** : module complexe du matériau bitumineux à la température équivalente qui est fonction de la zone climatique considérée.
- **δ** : La dispersion $\delta = \sqrt{SN^2 + \left(\frac{c}{b} \times Sh\right)^2}$. (3.8)
- SN : dispersion sur la loi de fatigue.
- Sh : dispersion sur les épaisseurs.
- c : coefficient égal à 0.02.
- t : fractile de la loi normale qui est en fonction du risque adopté (r %).

3.5.2 Application au projet :

Les données de notre projet sont comme suit :

- kc=1.3. $\epsilon_6=100. 10^{-6}$. $(-1/b) = 6.84 \rightarrow b= -0.146$

$$K_{ne} = \left(\frac{TCEi}{10^6}\right)^b = K_{ne} = \left(\frac{9.77 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.146} \quad K_{ne} = 0.716.$$

$$K_\theta = \sqrt{\frac{E(10^\circ c)}{E(\theta_{eq})}} = \sqrt{\frac{12500}{7000}} = 1.34.$$

$$K_r = 10^{-tb\delta} = 10^{-(-1.645 \times 0.146 \times 0.609)} = 0.714$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + \left(\frac{c}{b} \times Sh\right)^2} = \delta = \sqrt{0.49^2 + \left(\frac{0.02}{-0.146} \times 3\right)^2} = 0.609.$$

Les valeurs de t en fonction du risque r% sont représentées dans le tableau ci-contre :

Tableau 3.8 : valeur de t=f(r%) [12].

r%	2	3	5	7	10	12	15
T	-2.054	-1.881	-1.645	-1.520	-1.282	-1.175	1.036

Donc :

$$\varepsilon_{t, adm} = \varepsilon_6 (10^\circ\text{C}, 25 \text{ HZ}) \times K_{ne} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \quad (3.9)$$

$$= 100. 10^{-6} \times 0.716 \times 1.34 \times 0.714 \times 1.3$$

$$\varepsilon_{t, adm} = 89.05 \times 10^{-6}$$

3.5.3 Calcul de la déformation admissible sur le sol support ($\varepsilon_{z,adm}$) :

D'après le catalogue de dimensionnement, la déformation admissible est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (\text{TCEi})^{-0.235} \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_{z, adm} = 22 \times 10^{-3} \times (9.77 \times 10^6)^{-0.235}$$

$$\varepsilon_{z, adm} = 500.96 \times 10^{-6}$$

3.6 Vérification des contraintes par Alizé III :

Le logiciel ALIZE-LCPC, développé par le laboratoire central des ponts et chaussée paris (1975) LCPL, met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement des structures des chaussées, élaborée par le LCPC et la SETRA. Il intègre ainsi un outil de calcul des valeurs admissibles (contraintes ou déformation) en fonction du contexte de trafic et de matériaux, il est aussi permet de dimensionner tout type de structure de chaussées (souples, rigides, bétons...)

3.6.1 Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuve :

- **1^{er} étape la modélisation :**

Faire rentrer les différentes épaisseurs de la structure ainsi que les modules et les coefficients de poissons de chaque couche et les conditions d'interfaces

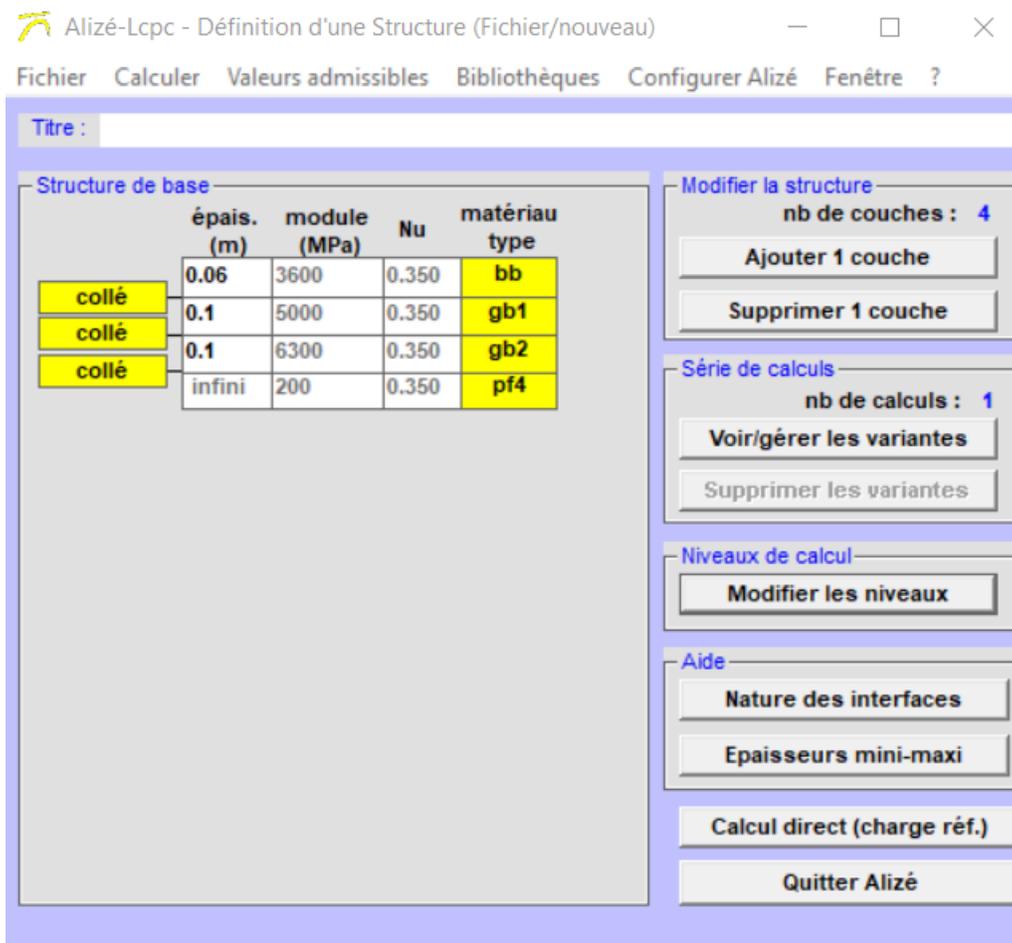


Figure 3.3 : épaisseurs des couches de la structure de chaussée

- **2eme étape calcul des valeurs admissible :**

On introduit toutes les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les déférents caractéristiques des matériaux utilisé)

Tableau 3.9 : données du projet inséré dans le logiciel ALIZE III (méthode CTTTP)

MJA (Pl/j/sens)	Taux d'accroissement (%)	Durée de vie (années)
1669	4	20

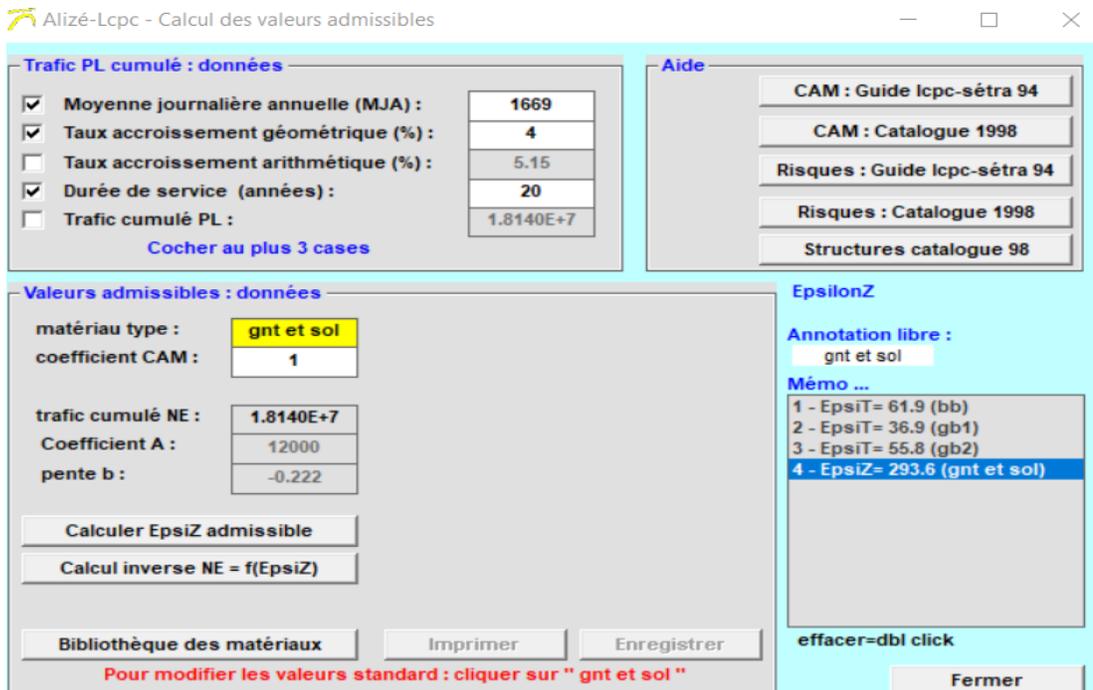


Figure 3.4 : données de la structure déterminées par la méthode CTP

- **3eme étape calcul direct :**

On va calculer les valeurs les déformations à la base de la couche de base et au niveau du sol support

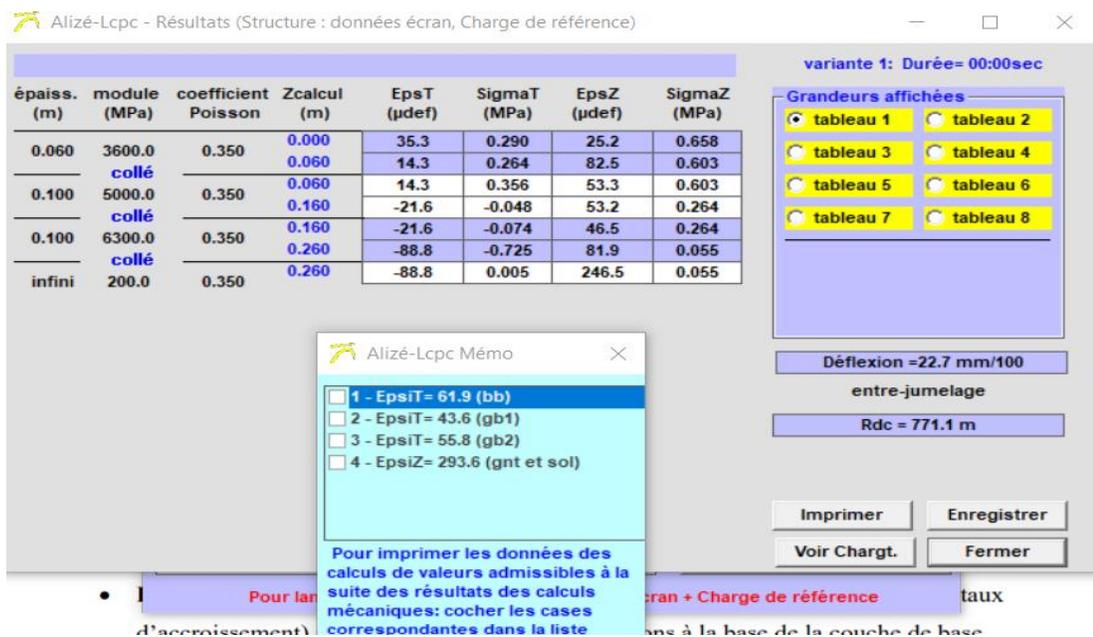


Figure 3.5 : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Déformation admissible calculée	Déformation calculée par Alizé
$\varepsilon_{t,adm} = 89,05 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{t,adm} = 88,8 \times 10^{-6}$
$\varepsilon_{z,adm} = 500,96 \times 10^{-6}$	$\varepsilon_{z,adm} = 246,5 \times 10^{-6}$

$$\varepsilon_{t,adm} = 89,05 \times 10^{-6} > 88,8 \times 10^{-6} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\varepsilon_{z,adm} = 500,96 \times 10^{-6} > 246,5 \times 10^{-6} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.6.2 Méthode de CBR :

- **1^{er} étape la modélisation :**

Faire rentrer les différentes épaisseurs de la structure ainsi que les modules et les coefficients de poissons de chaque couche et les conditions d'interfaces



Figure 3.6 : épaisseurs des couches de la structure de chaussée par la méthode de CBR

- **2eme étape calcul des valeurs admissible :**

On introduit toutes les données spéciales de la structure (MJA, taux d'accroissement, durée de vie ainsi les déférents caractéristiques des matériaux)

Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles

Trafic PL cumulé : données

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	1665
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	4
<input type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	5.15
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	1.8097E+7

Cocher au plus 3 cases

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94

CAM : Catalogue 1998

Risques : Guide lcpc-sétra 94

Risques : Catalogue 1998

Structures catalogue 98

Valeurs admissibles : données

matériau type :	bb	Téta equiv. (°C) :	15 °C
coefficient CAM :	1	E10°10Hz (MPa) :	7200
risque (%) :	5.0	Etêq10Hz (MPa) :	5400
trafic cumulé NE :	1.8097E+7	Hstructurel MB (m) :	0.01
Epsilon6 (µdéf) :	100	écart type Sh (m) :	0.010
-1/b :	5	écart type SN :	0.250
		Kr (risque) :	0.815
		Kc (calage) :	1.1
		Ks (couche liée/pf1) :	1/1.2

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur "bb"

EpsilonT

Annotation libre :
gnt et sol

Mémo ...

1 - EpsiT= 61.9 (bb)
2 - EpsiT= 43.6 (gb1)
3 - EpsiT= 55.8 (gb2)
4 - EpsiZ= 293.8 (gnt et sol)

effacer=dbl click

Fermer

Figure 3.7 : données de la structure déterminées par la méthode CTPP par la méthode de CBR

- **3eme étape calcul direct :**

On va calculer les valeurs les déformations à la base de la couche de base et au niveau du sol support

CHAPITRE 03 : DIMENSIONNEMENT DE CORP DE CHAUSSEE

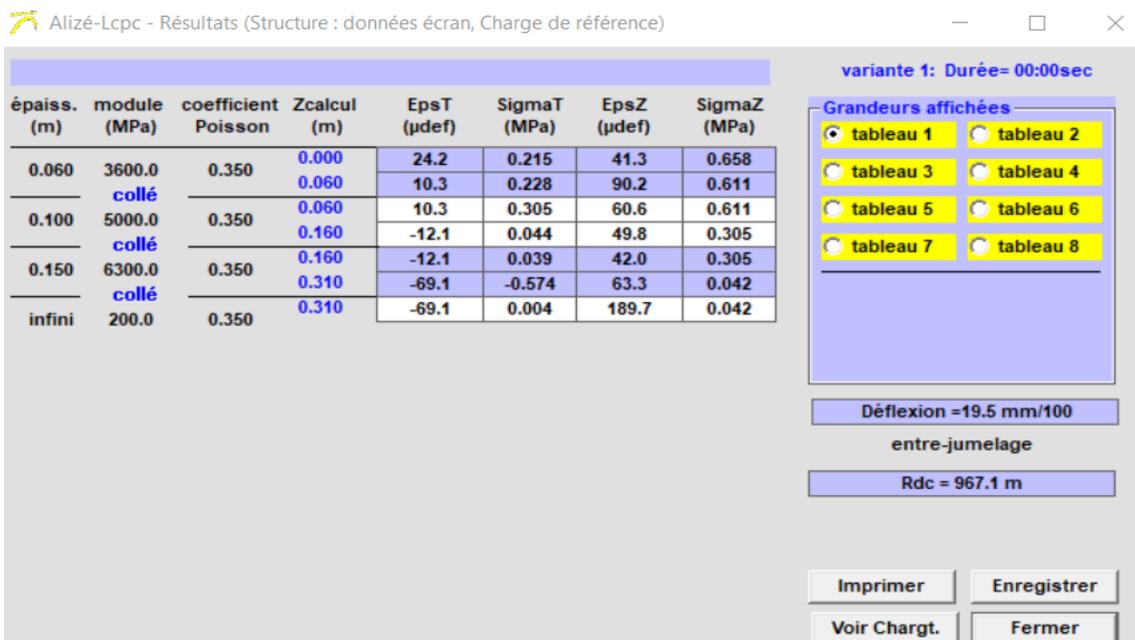


Figure 3.8 : les valeurs de déformations déterminées à partir de logiciel par la méthode de CBR

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Déformation admissible calculée	Déformation calculée par Alizé
$\epsilon_{t,adm} = 89,05 \times 10^{-6}$	$\epsilon_{t,adm} = 69.1 \times 10^{-6}$
$\epsilon_{z,adm} = 500,96 \times 10^{-6}$	$\epsilon_{z,adm} = 189.7 \times 10^{-6}$

$$\epsilon_{t,adm} = 89,05 \times 10^{-6} > 69.1 \times 10^{-6} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\epsilon_{z,adm} = 500,96 \times 10^{-6} > 189.7 \times 10^{-6} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3.7 Conclusion :

Après avoir dimensionné le corps de chaussée par les deux méthodes CTTP et CBR, ainsi qu'un calcul de contraintes de déformations par le logiciel Alize III, nous optons pour le dimensionnement obtenu par la méthode CTTP et cela pour des raisons d'exécutions et d'économies.

Alors la structure finale choisit est :

- Couche de roulement en BB de 6 cm.
- Couche de base en GB de 10 cm.
- Couche de fondation en GB de 10 cm.

4. Stabilité du talus en déblai :

4.1 Introduction :

Le but de l'analyse de la stabilité des pentes est de déterminer les surfaces de rupture, ainsi que le coefficient de sécurité F_s , Généralement, le facteur de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (4.1)$$

Avec,

F_s : coefficient de sécurité.

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

Si :

$F_s = 1.5$: le terrain est en équilibre critique ;

$F_s < 1.5$: le terrain est instable (risque de glissement) ;

$F_s > 1.5$: le terrain est stable (pas de risque de glissement).

- Pour la réalisation de la route dans un milieu naturel, on doit passer par l'opération de terrassement, c'est une phase indispensable qui va conduire à la création des talus soit en remblai ou en déblai. Ces derniers doivent être stables. Pour cette raison nous avons étudié la stabilité d'un talus en déblai situé dans le tronçon routier étudié, en utilisant la méthode des éléments finis, le calcul a été mené par le logiciel Plaxis 2D, le principe est la modélisation de la coupe lithologique du talus, en intégrant tous les paramètres physiques et mécaniques des différentes couches constituant le terrain, afin de déterminer le coefficient de sécurité F_s et voir si le talus est stable ou pas.

4.2 Présentation du logiciel Plaxis 2D :

Le code de calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et des massifs en 2D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier, donc le modèle est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis sont divers permis ces modèles on note : Modèle élastique linéaire, Modèle de Mohr-Coulomb.

4.3 Application au projet étudié :

1^{er} étape :

Cette étape consiste à ouvrir notre logiciel, ensuite introduire les dimensions de la géométrie, et la création le modèle géotechnique.

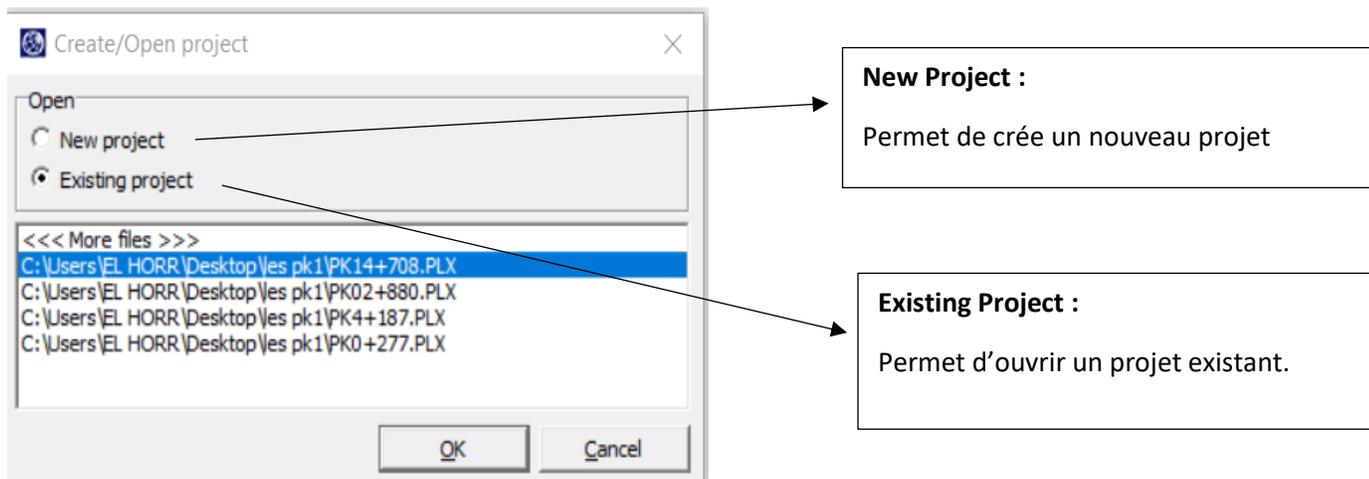


Figure 4.1 : fenêtre de crée où ouvrir un projet.

- **Réglages généraux :**

La fenêtre des réglages généraux (général settings) apparait lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouvert par le menu file. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (dimension). L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération.

L'onglet dimension contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin

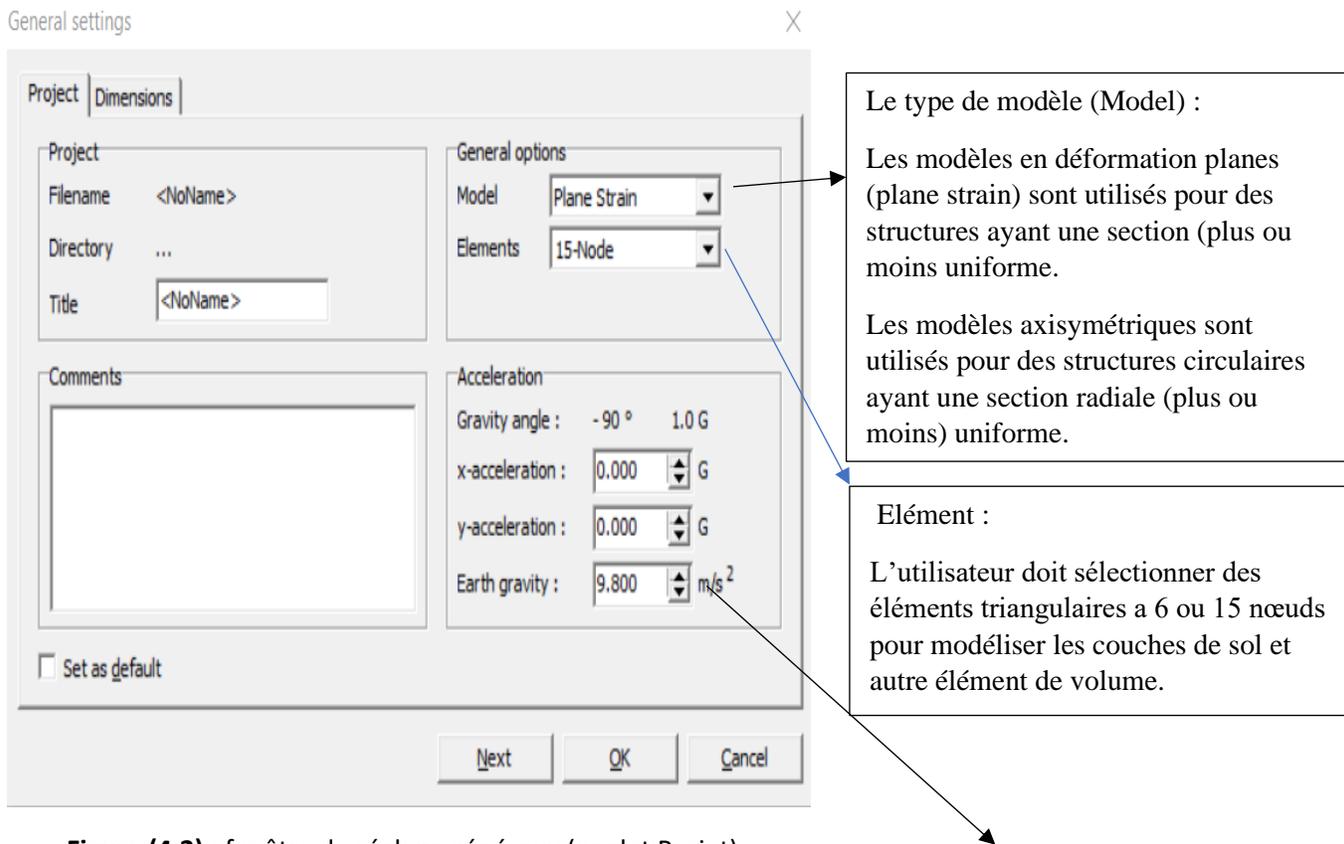


Figure (4.2) : fenêtre de réglage généraux (onglet Projet).

Accélération :
 Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre, g , est fixée à $9,8 \text{ m/s}^2$ et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des y négatifs, c'est-à-dire une orientation de -90° dans le plan (x, y) .

- **Les dimensions :**

Au démarrage d'un nouveau projet, l'utilisateur doit spécifier les dimensions de la planche a dessin de manière à ce que le modèle géométrique a créé tienne dans ces dimensions.

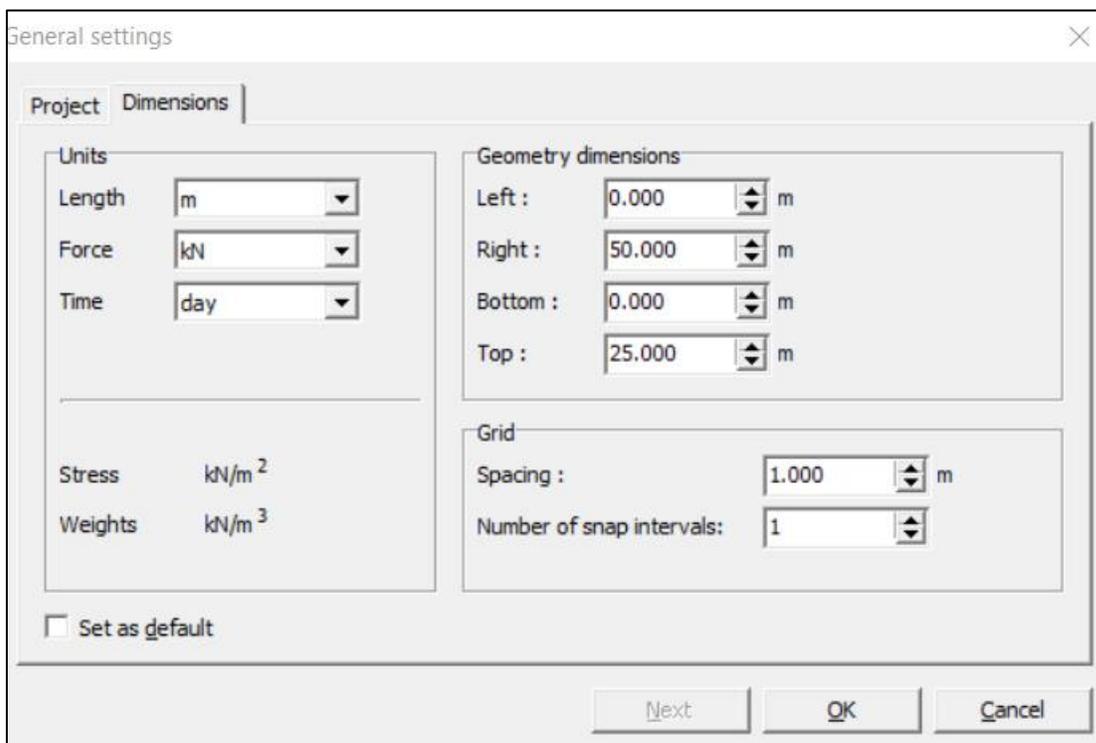


Figure (4.3) : fenêtre de réglage généraux (onglet Dimensions).

La géométrie :

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 consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme.

Etape 2 :

Dans cette étape, nous avons introduit les caractéristiques physiques et mécaniques des couches de sol constituant le terrain, par la commande « Material Sets ».

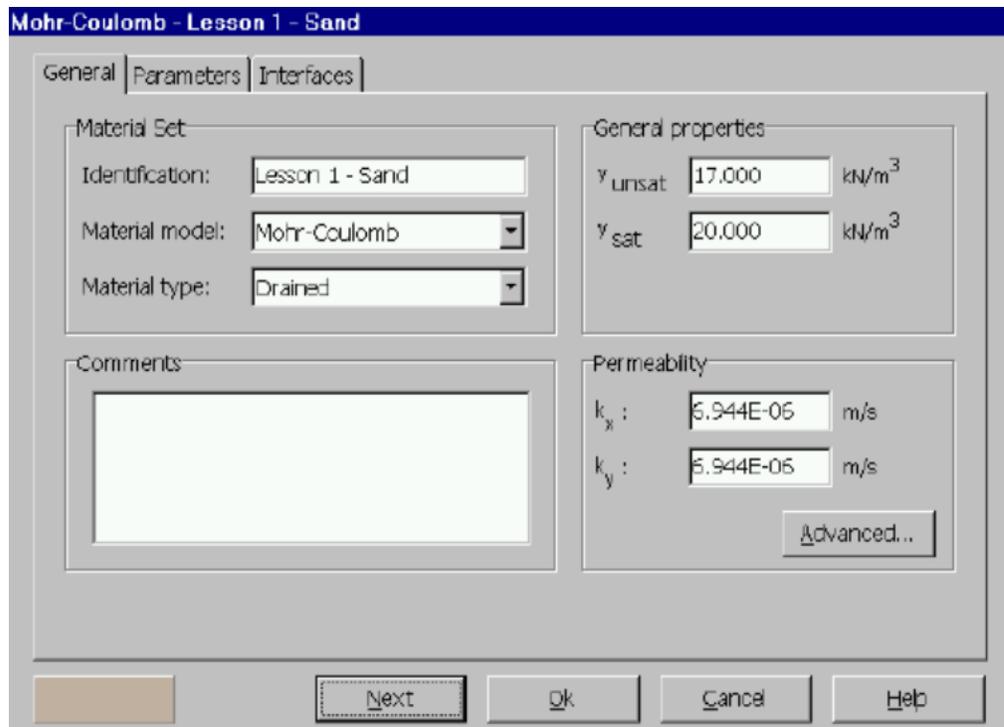


Figure (4.4) : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet général).

Mohr-coulomb :

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

Les types de comportements des matériaux (Matériel type).

Perméabilités (Kx et Ky) :

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidations et des calculs d'écoulement.

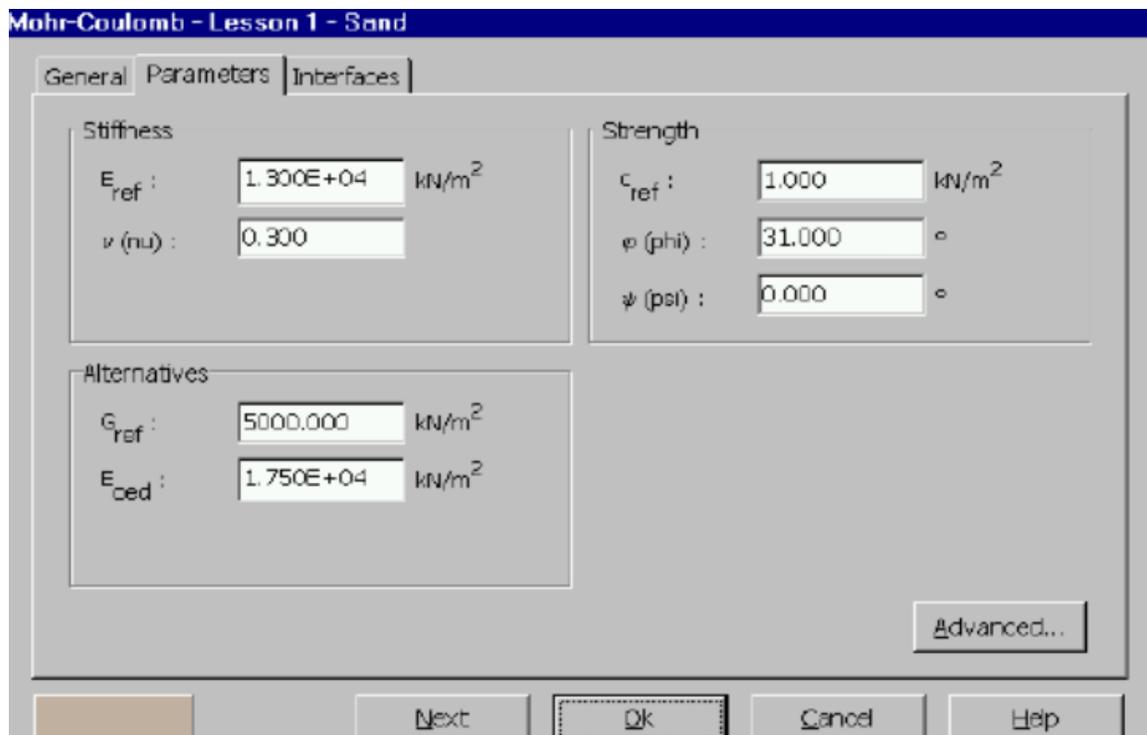
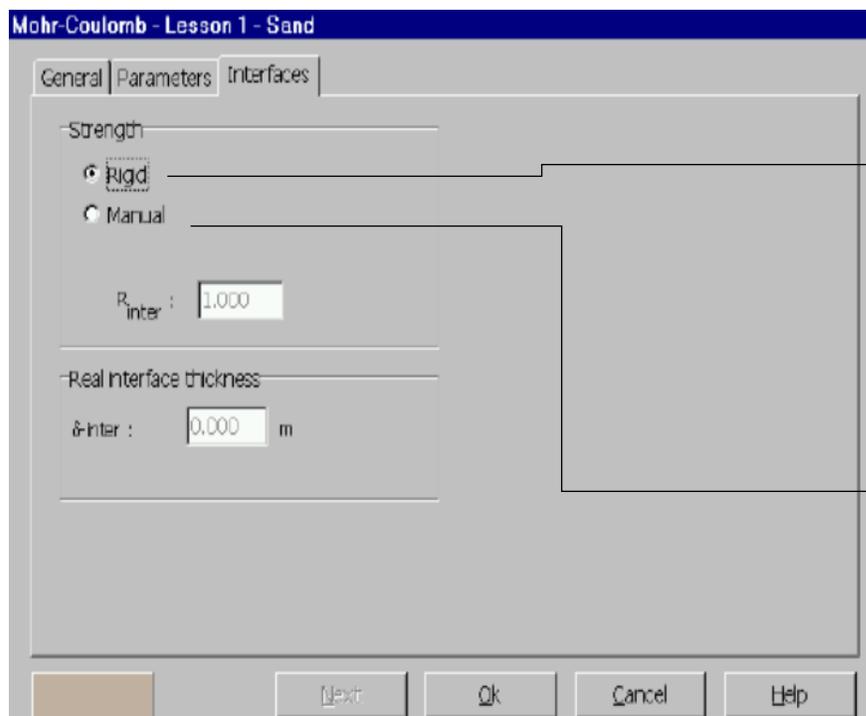


Figure (4.5) : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet paramètre du modèle de mohr- coulomb).



Rigide (rigid) :
 Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant.

Manuel (manual) :
 Si la résistance d'interface est régie par l'option manual, la valeur de R_{inter} peut être saisie manuellement.

Figure (4.6) : fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet et interfaces).

4.4 Actions et paramètres adoptés dans les calculs :

Les paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs, pour les zones géotechniques de chaque profil sont présentés dans le Tableau suivant :

Tableau 4.1 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK01+000 et PK03+200

Couche	Épaisseur (m)	γ (g/cm^3)	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	E (Mpa)	ν
Remblai	4.0	2.10	26	22.0	128	0.3
Argile peu plastique	11.1	1.95	40	19.5	500	0.33
Brèche	15.0	2.2	3	33.0		0.3

Tableau 4.2 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 04+600 et PK 05+758

Couche	Épaisseur	γ (g/cm^3)	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	E (Mpa)	ν
Brèche fortement altérée	15	2.2	5	33.0	873.6	0.28
Brèche faiblement altérée	18	2.4	120	30.0	1963	0.3

CHAPITRE 04 : STABILITE DU TALUS EN DEBLAI

Tableau 4.3 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 08+140 et PK 13+500

Couche	Épaisseur	γ (g/cm^3)	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	E (Mpa)	ν
Argile Sableuse	8.3	1.85	30	16	153	0.35
Marne Fortement altérée	13	2.0	90	25	793	0.28
Marne Faiblement altérée	17	2.2	150	28	1328	0.26

Tableau 4.4 : Paramètres géotechniques du terrain de fondation, adoptés dans les calculs entre PK 14+600 et PK 16+800.

Couche	Épaisseur	γ (g/cm^3)	C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	E (Mpa)	ν
Argile Sableuse	6.2	1.85	45	19.5	286	0.33
Marne Fortement altérée	12.3	2.0	90	25	899	0.29
Marne Faiblement altérée	14	2.2	150	28	1586	0.27

3eme étape :

Stabilité globale :

Modélisation de la stabilité :

La méthode utilisée pour la vérification de la stabilité consiste à déterminer un coefficient de sécurité de rupture par cisaillement sur une surface de glissement. Pour le calcul des coefficients de sécurité, on a généré le maillage de l'ensemble, via la commande « **mesh** » afin de discrétiser le milieu étudié en éléments finis, par suite on a introduit le niveau de la nappe phréatique, par la commande « **Phreatic level** » et à la fin on introduit les différentes phases de calcul, via la commande « **Calculate** » (Phase initiale, Phase de terrassement, Phase de sécurité) et on lance le calcul.

Les résultats obtenus avec le logiciel plaxis 2D sont représentée dans les figures suivantes :

PK02+880

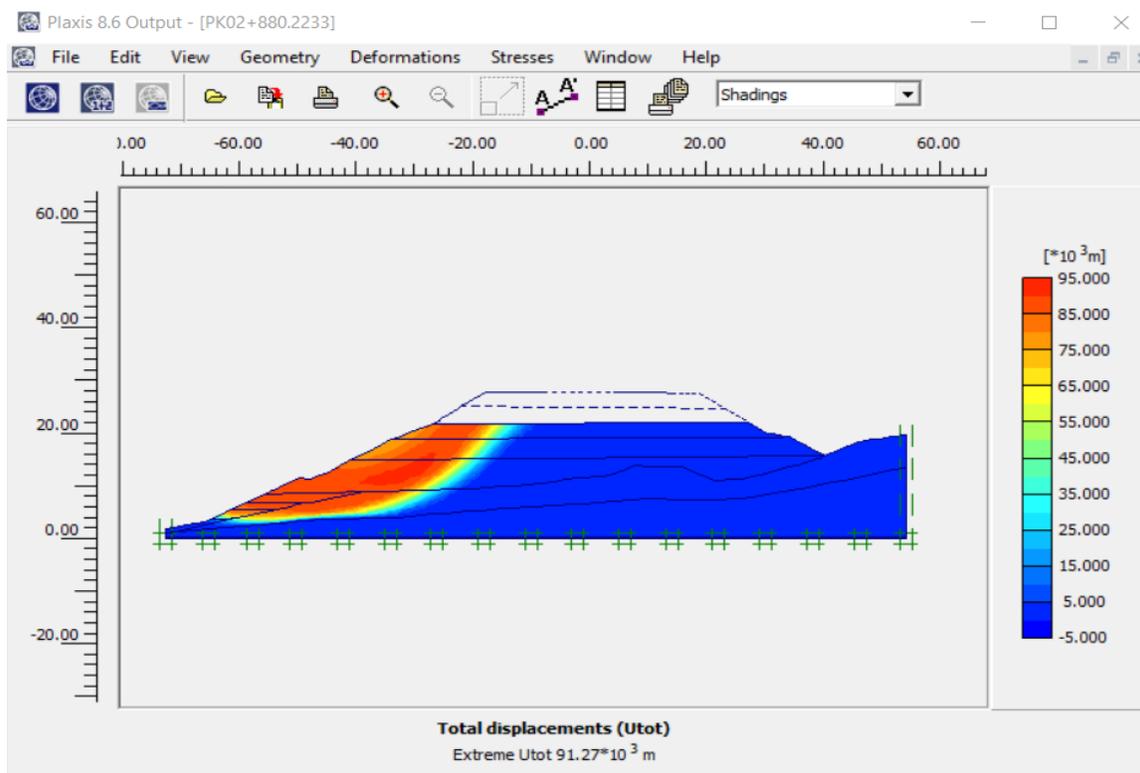


Figure 4.7 : Déplacement Totale (PK02+880).

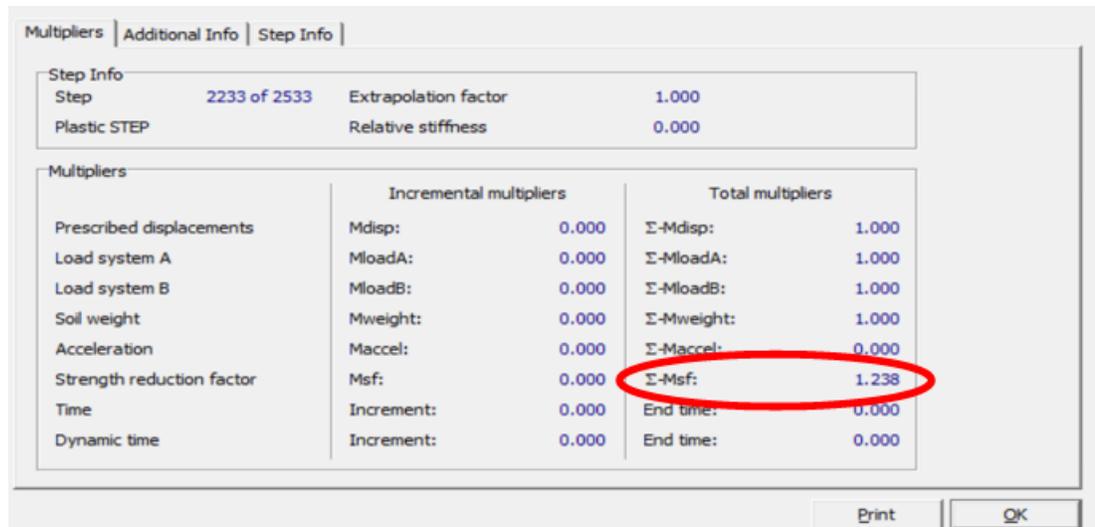


Figure 4.8 : coefficient de sécurité (PK02+880).

D'après la figure on remarque que en ajoutant un remblai on a obtenu un coefficient de sécurités inférieur à 1.5 $F_s=1.238 < 1.5$ et un déplacement de la couche de l'ordre de 91×10^3 m, donc le terrain est instable (risque de glissement).

PK04+772

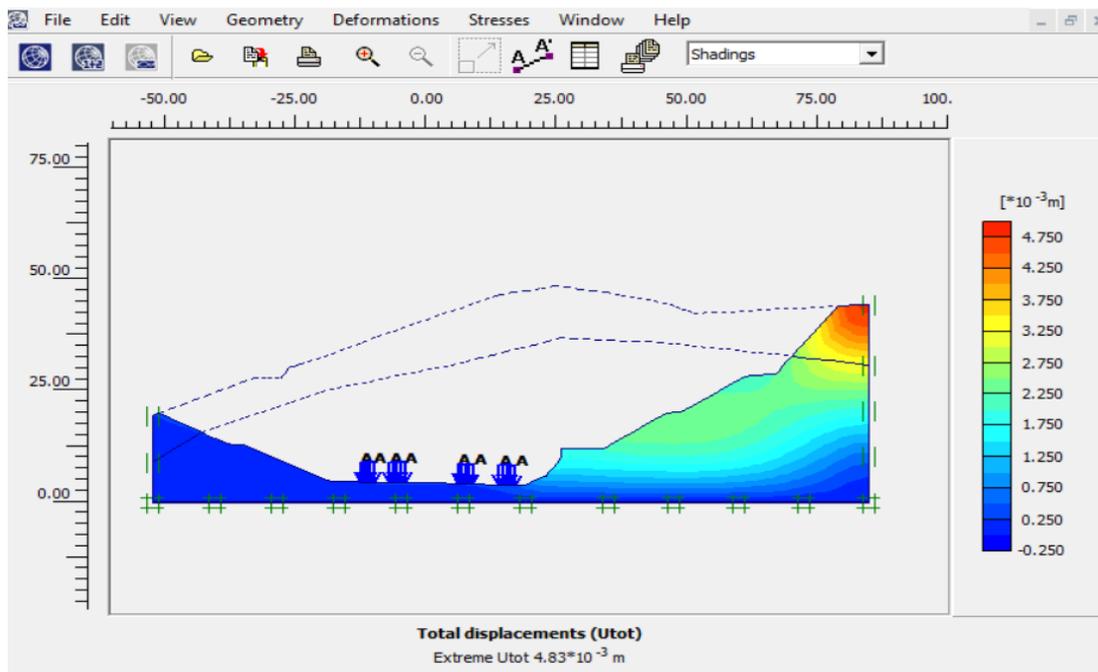


Figure 4.9 : Déplacement Totale (PK04+772).

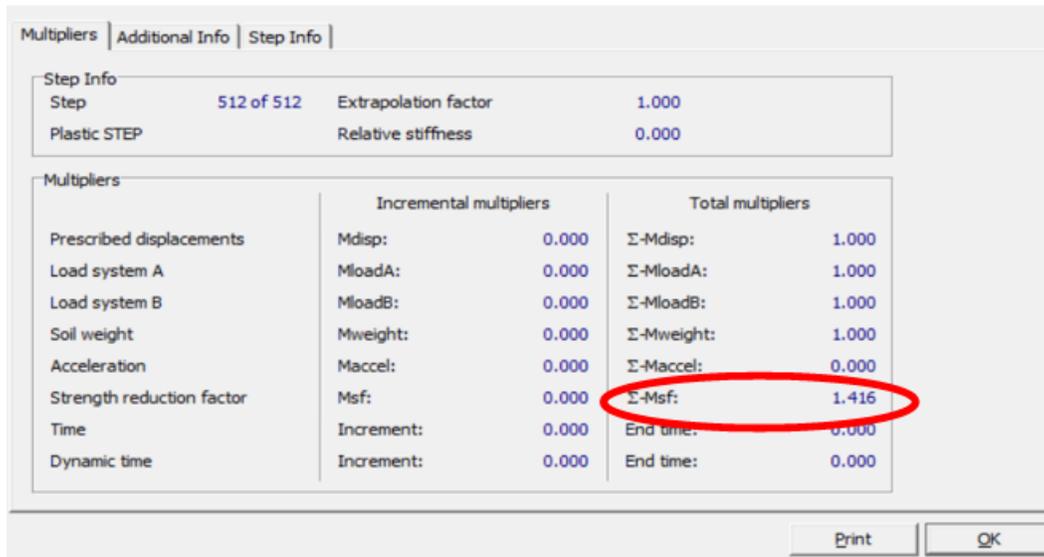


Figure 4.10 : coefficient de sécurité (PK04+772)

D'après la figure on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5 $F_s=1.416 < 1.5$ et un déplacement de la couche de l'ordre de 0.0483m, donc le terrain est instable (risque de glissement).

PK10+140

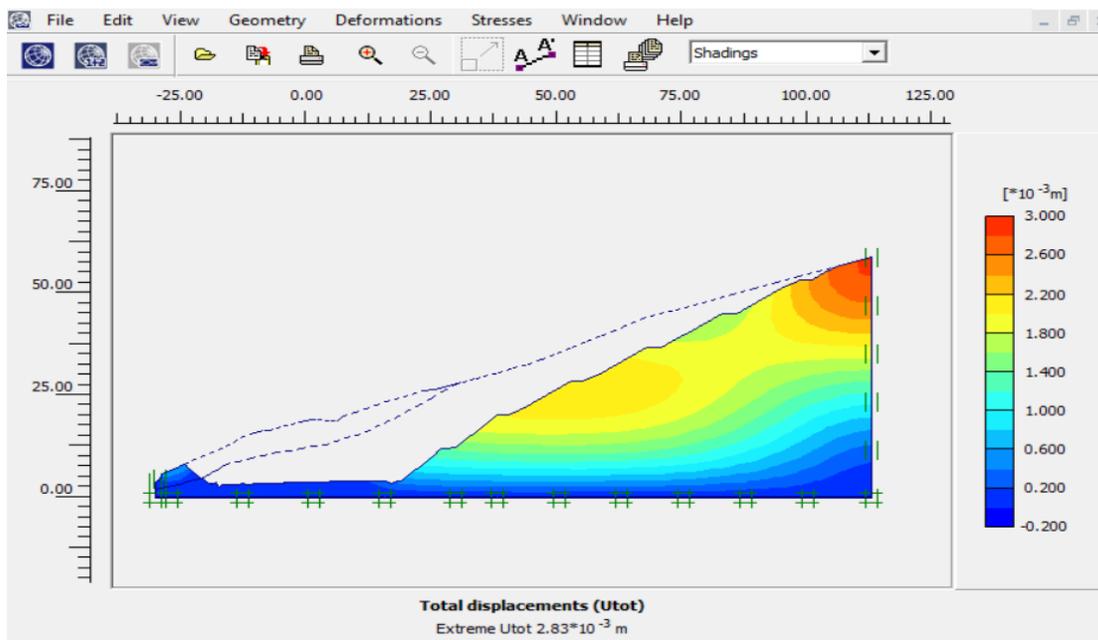


Figure 4.11 : Déplacement Totale (PK10+140).

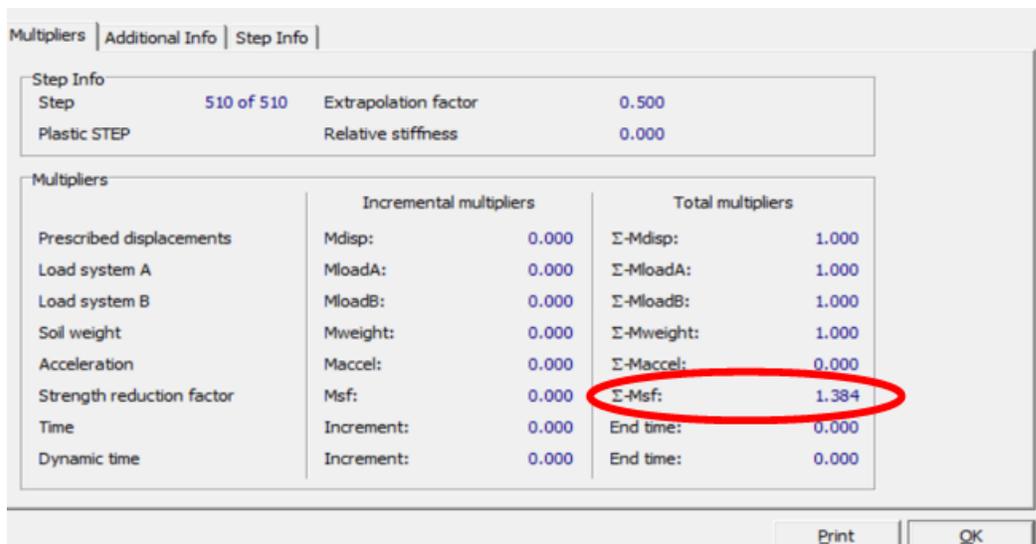


Figure 4.12 : coefficient de sécurité (PK10+140).

D'après la figure on remarque que le coefficient de sécurités est inférieur à 1.5

$F_s = 1.384 < 1.5$; et un déplacement de la couche de l'ordre de 0.0283m, donc le terrain est instable (risque de glissement).

PK15+456

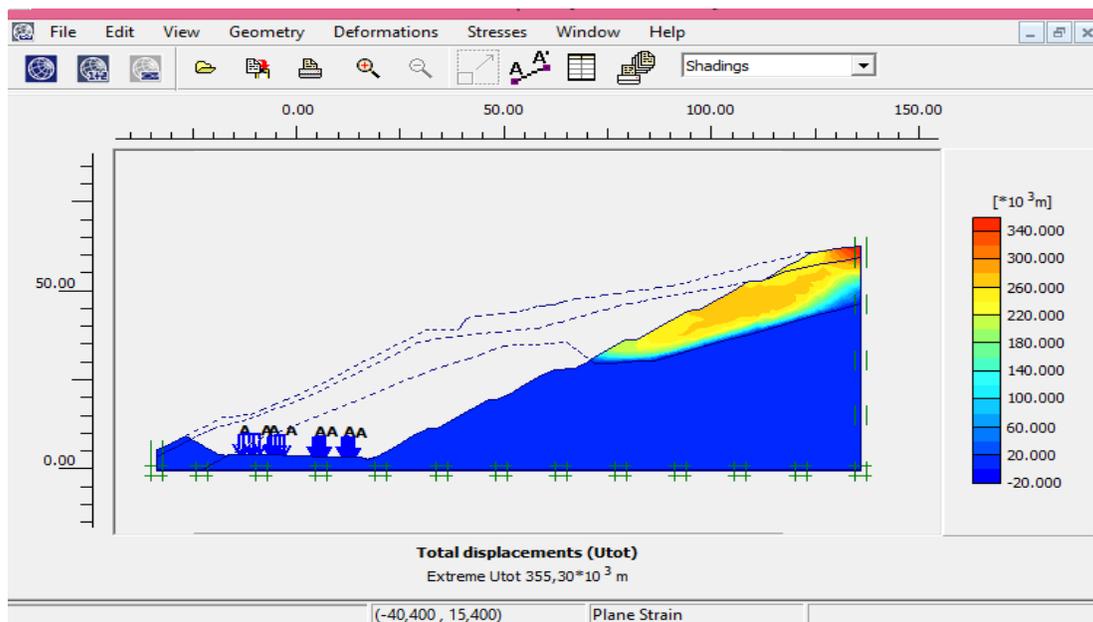


Figure 4.13 : Déplacement Totale (PK15+456).

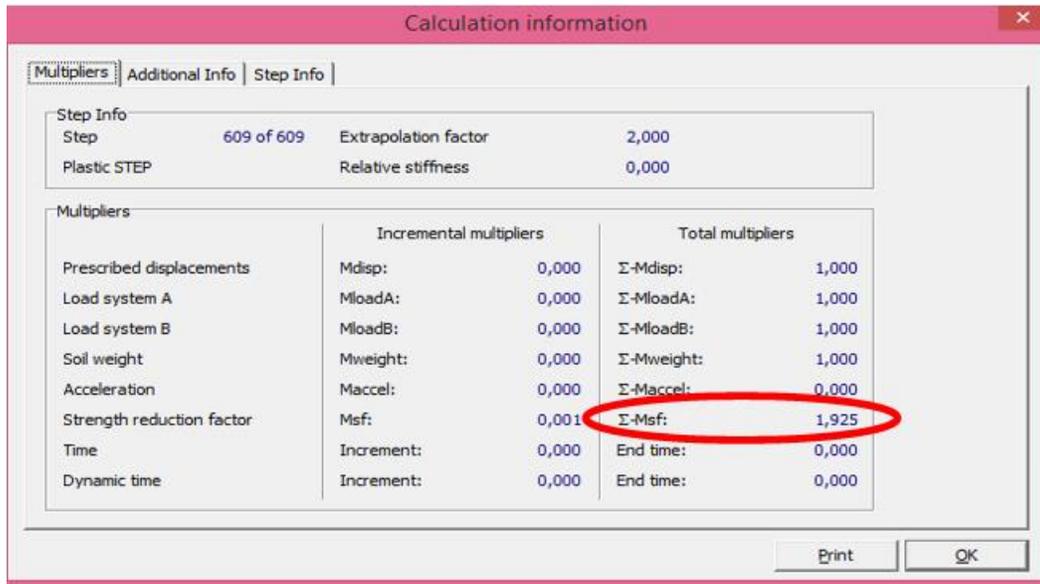


Figure 4.14 : coefficient de sécurité (PK15+456).

Nous avons obtenu un coefficient de sécurité F_s égale à $1.925 > 1.50$, préférant donc au talus un état stable, et un déplacement de la couche de marne de l'ordre de 836.17×10^3 m, malgré ce déplacement l'ensemble des couches constituant le talus est stable.

4.5 Conclusion :

Après avoir vérifié la stabilité du talus en déblais et en remblais, par le logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis, nous avons obtenus un coefficient de sécurité F_s inférieur à 1.50, préférant donc au talus un état instable, donc on va procéder à des solutions dans le prochain chapitre.

5. Les méthodes de confortement :

5.1 Introduction :

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans certaines sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier. Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode de confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

5.2 Proposition d'ouvrages de confortement :

- **Soutènement par un mur de pieux (PK10+140) :**

Ces pieux doivent être ancrés dans la couche considérée comme substratum. Après décaissement du sol, le mur sera exécuté puis le sol reconstitué par couches successives et bien compactées. Cette technique est fréquemment préjudiciable pour les constructions voisines, elle est souvent interdite en environnement sensible. La qualité du béton est difficile à contrôler sur site car des particules du sol peuvent se mélanger à sa composition ce qui le rendra de moins bonne qualité ; le ferrailage sur toute la hauteur est parfois impossible et le temps d'attente est important avant de poursuivre la construction

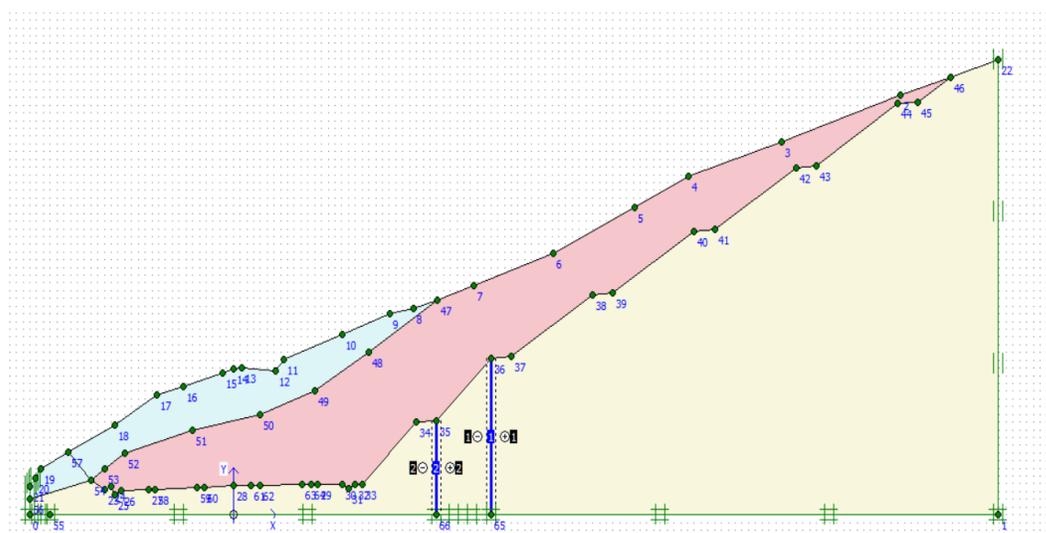


Figure 5.1 : Soutènement par un mur de pieux par logiciel plaxis 2D.

- **Renforcement par mur de soutènement (PK04+772) :**

C'est un dispositif permettant de contenir les terres, il répond à de multiples besoins et est couramment utilisé dans la construction. Cette solution est déjà réalisée dans notre projet un mur de soutènement réalisé en pierres et supportant beaucoup de contraintes. Les murs de soutènement réalisés ont vu l'apparition de fissures verticales dues principalement à un dysfonctionnement des tranchées de drainage à cause du bouchage des réseaux, conduisant à une augmentation importante des pressions exercées sur les parois dues à ces pressions interstitielles non prises en compte dans l'étude

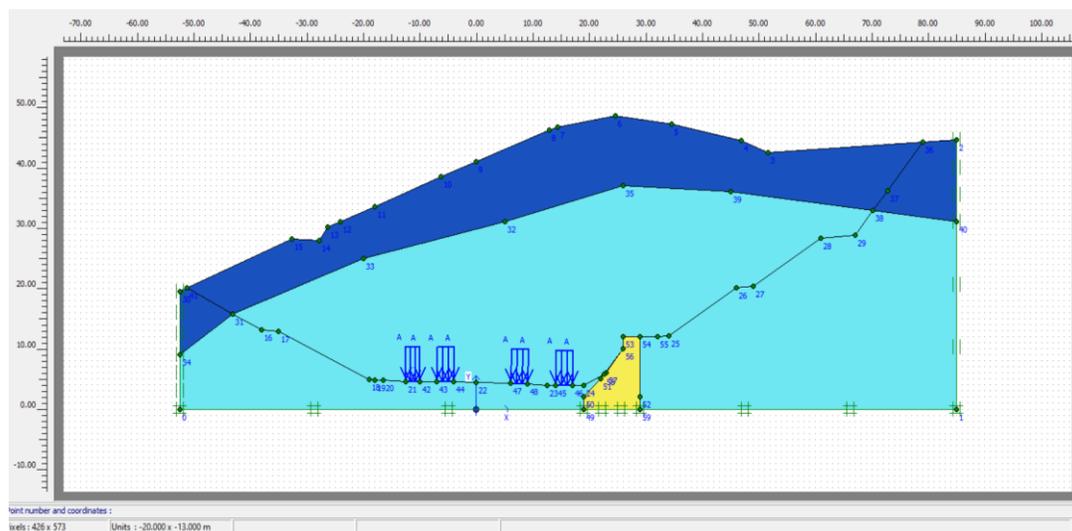


Figure 5.2 : Renforcement par mur de soutènement par logiciel plaxis 2D.

- **Renforcement par géotextile (Entre PK02+880) :**

Les géotextiles sont des produits textiles à base de fibres polymère utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

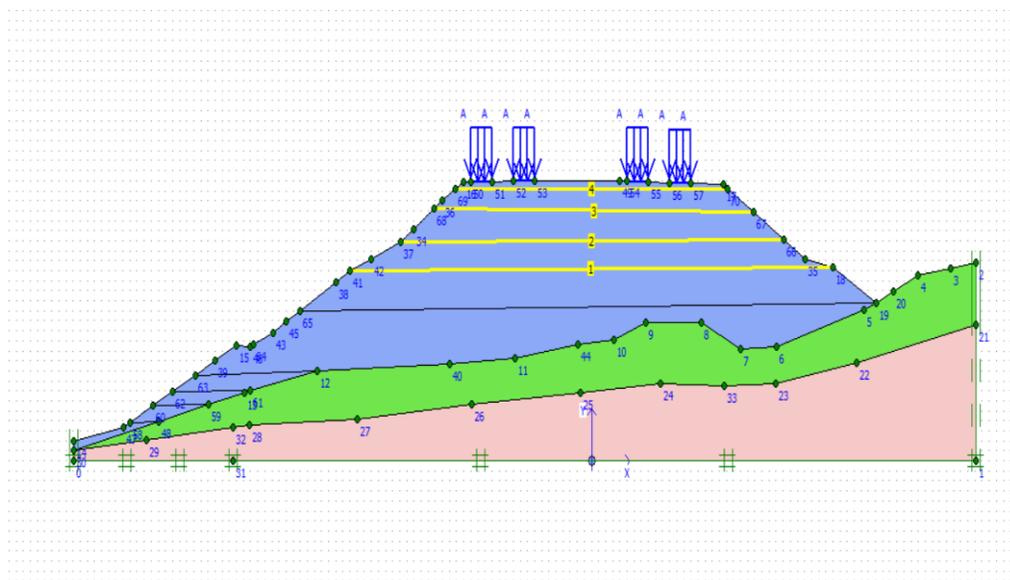


Figure 5.3 : Renforcement par géotextile par logiciel plaxis 2D.

5.3 Stabilité globale :

La stabilité externe globale du talus a été vérifiée en utilisant logiciels PLAXIS 2D, les calculs par éléments finis (PLAXIS 2D) l'approche utilisée est la méthode "PHI/C réduction" qui consiste à réduire graduellement les paramètres de résistance au cisaillement (C et PHI), au niveau de la surface correspondant où la résistance au cisaillement est la plus faible, jusqu'à Zéro et calculer le coefficient de sécurité correspondant. Les résultats des calculs montrent que la stabilité externe globale du massif est vérifiée. Le coefficient de sécurité minimal obtenu est supérieur à 1.5.

5.4 Modélisation des confortements par PLAXIS2D :

PK02+880

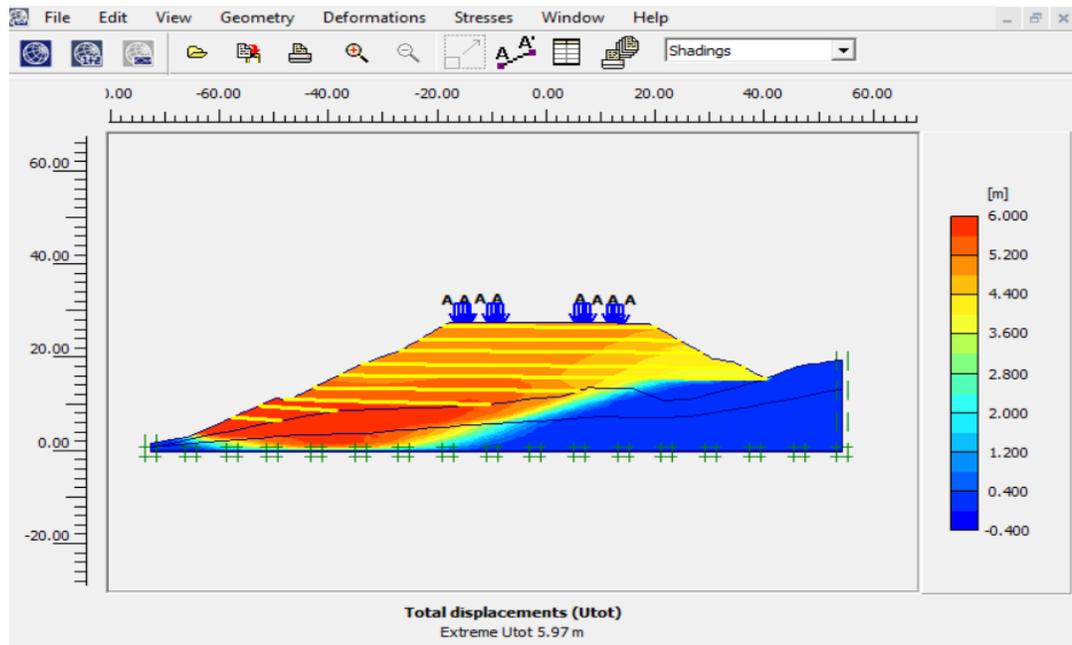


Figure 5.4 : Déplacement Totale (PK02+880)

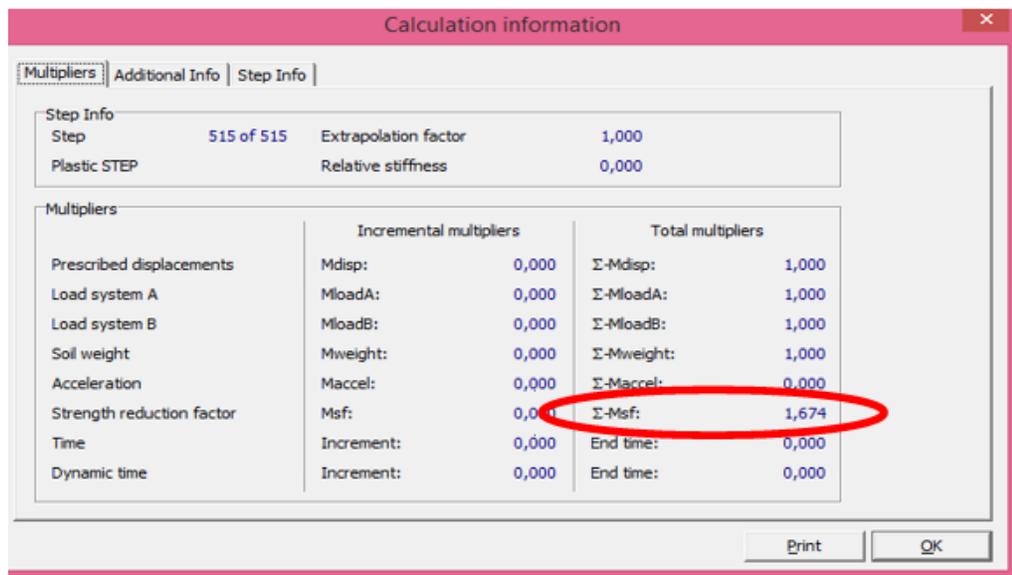


Figure 5.5 : coefficient de sécurité (PK02+880)

Pour assurer la stabilité des talus en PK02+880 on a renforcé le remblai par **des géotextiles de renforcement** (9 nappes de géotextiles avec une résistance de traction égale à 5000kn/m chacune) et on a obtenu les résultats présentés dans la figure 1 on peut constater que les valeurs de Coefficients de sécurité est de l'ordre de **1.614** > 1.5, et un déplacement de la couche de l'ordre de 5.96 m, malgré ce déplacement l'ensemble des couches constituant le talus est stable.

PK04+772

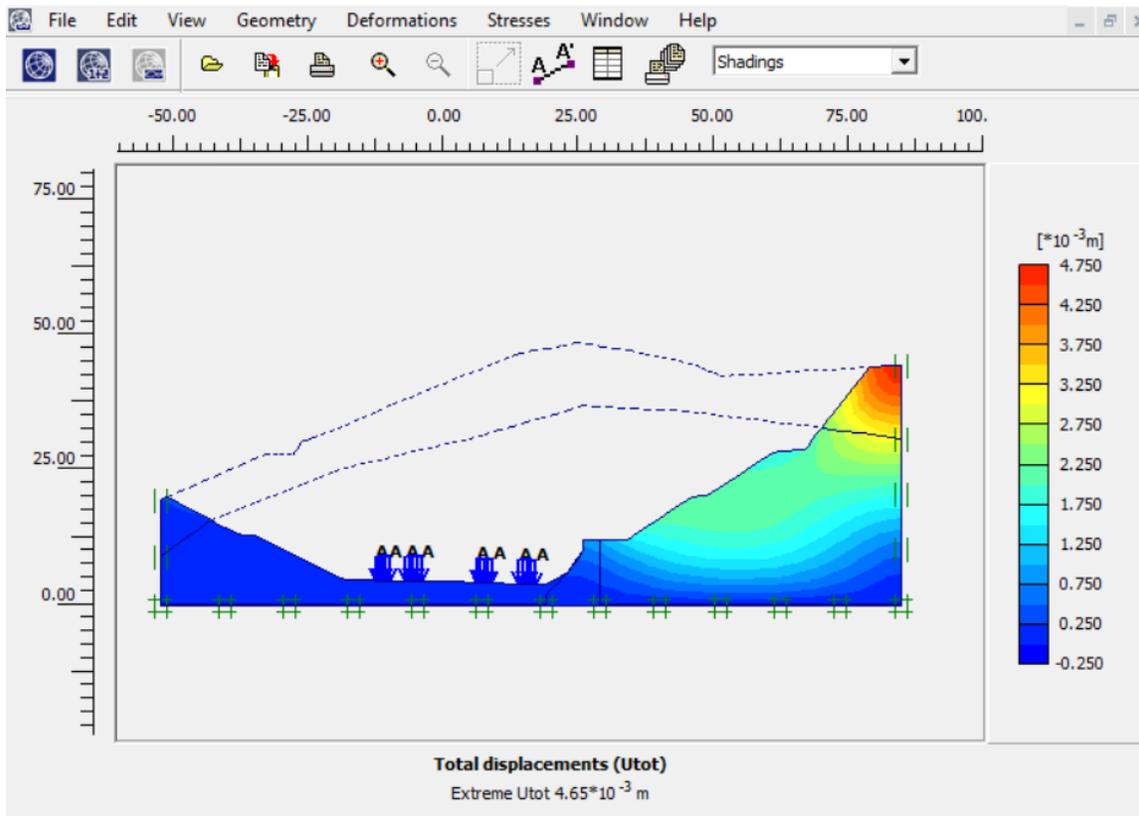


Figure 5.6 : Déplacement Totale (PK04+772).

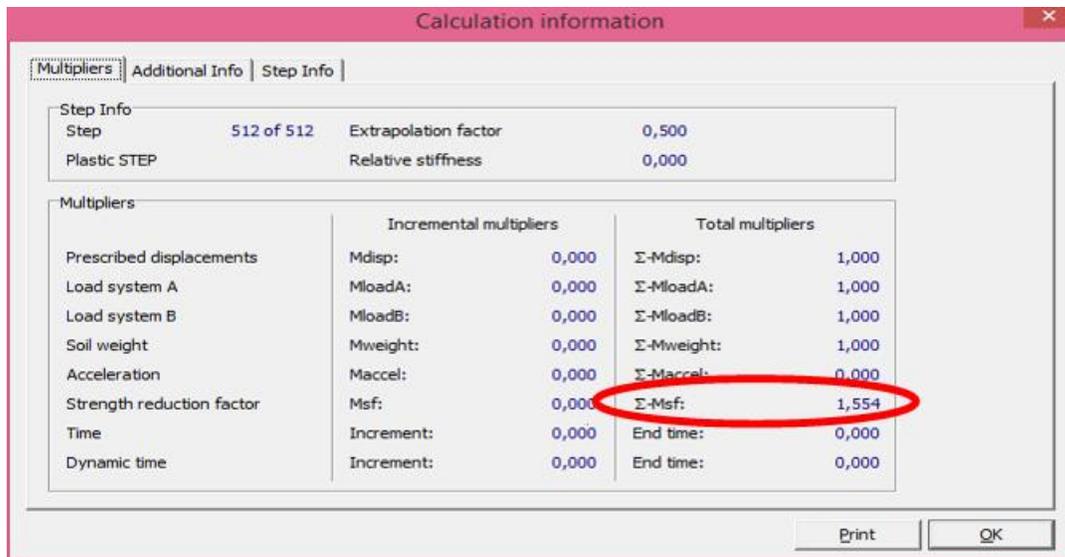


Figure 5.7 : coefficient de sécurité (PK04+772)

Pour assurer la stabilité entre PK04+772 on a utilisé **un mur de soutènement en béton armée** avec ($\delta = 25\text{kN/m}^3$, $E = 3 \times 10^7\text{kN/m}^3$, $\nu = 0.3$) et on a obtenu un coefficient de sécurité de l'ordre de **1.554** > 1.5; et un déplacement de la couche de l'ordre de 0.159m, malgré ce déplacement l'ensemble des couches constituant le talus est stable.

PK10+140

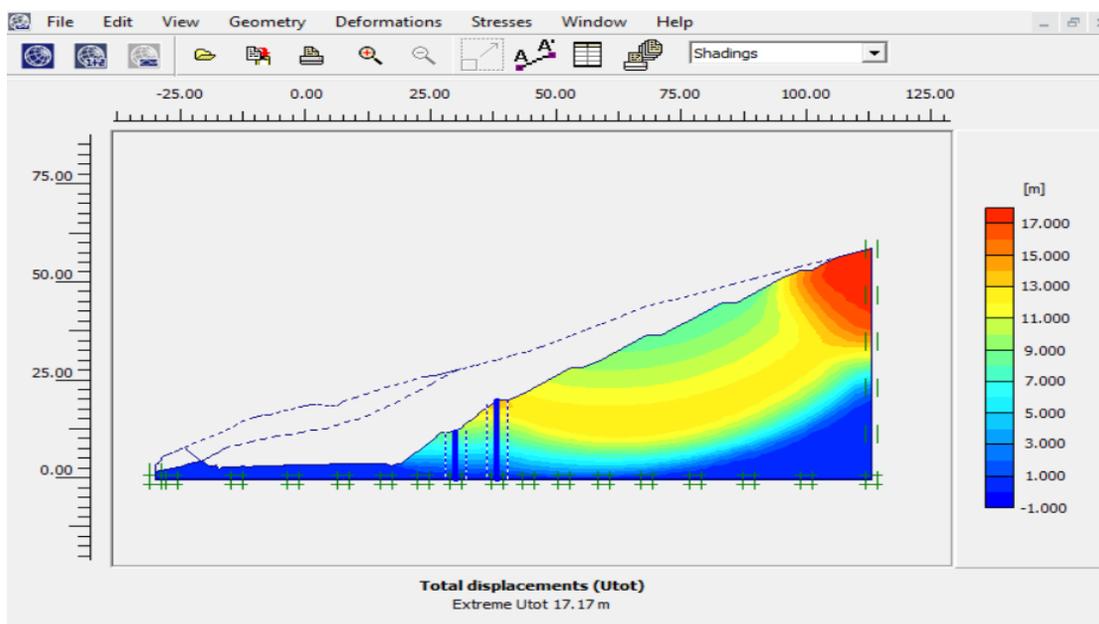


Figure 5.8 : Déplacement Totale (PK10+140).

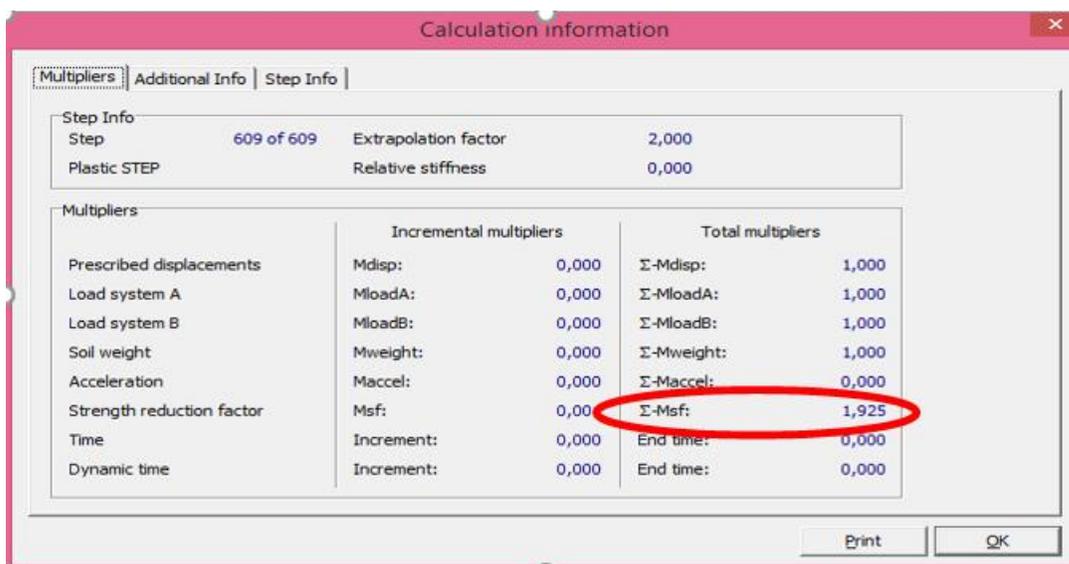


Figure 5.9 : coefficient de sécurité (PK10+140)

Pour assurer la stabilité entre PK10+140 on a utilisé **des pieux** (fiche=10 et 20m, diamètre=1.095m) et on a obtenu un coefficient de sécurités de l'ordre de **1.925** > 1.5; et un déplacement de la couche de l'ordre de 17.7 m, malgré ce déplacement l'ensemble des couches constituant le talus est stable.

5.4 Conclusion :

Les résultats obtenus avec le logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis, montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus même dans le cas sismique.

6. Conclusion générale :

Ce mémoire dans son but était l'étude, dimensionnement et analyse de la stabilité d'un talus en déblai et remblais vis-à-vis au glissement, d'un tronçon routier entre <chiffa et hamdania> de long de 14418m (PK0 et PK16+200) d'un linéaire global de 53 Km qui reliant <Blida-berrouaghia>.

Après une synthèse et une analyse détaillée des données des études géologiques, hydrogéologiques, géomorphologiques, sismiques et géotechniques obtenus des différents rapports techniques concernant le projet. On peut conclure que :

- Du point de vue géomorphologie, la zone d'étude présente une géomorphologie plus ou moins complexe constituée entre PK01 et PK03+200 par une zone plaine et entre PK03+200 et PK16+200 le terrain est vallonné par des collines et vallées
- Le climat de la région de chiffa est régi par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche avec une saison froide, humide et pluvieuse, Les pluies sont importantes en automne et en hiver, elles tombent d'octobre à Mai avec un maximum en Novembre et un autre en Février.
- La zone d'étude à une sismicité élevée, classée en zone III selon le RPA99/2003.
- Les terrains constituant le site sont généralement des sols fins de classe B (selon la classification GTR), de type Grave argileuse selon la classification LCPC.
- Le dimensionnement de la chaussée en utilisant les méthodes (CTTP et CBR) a permis de faire ressortir un corps de chaussée présentant la structure suivante pour chacune des méthodes utilisées : pour la méthode CTTP, une couche de roulement en (BB) de 8cm, Couche de base en (GB) de 10cm, une couche de fondation en (GB) de 10cm. Pour la méthode CBR une couche de roulement en (BB) de 6cm, une couche de base en (GB) de 10cm, Couche de fondation en (GB) de 10cm. La structure choisie est celle résultante de la méthode CBR, car elle nous donne des épaisseurs moins importantes, contrairement à la méthode CTTP, donc c'est une méthode économique et aussi conservatrice.
- La stabilité du talus en déblais et en remblais n'est pas vérifiée dans certaines sections. Elle présente un coefficient de sécurité $F_s < 1.5$, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement en choisissant la technique des éléments résistants, et après vérification avec le logiciel plaxis logiciel Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis, montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont

supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus même dans le cas sismique.

Les Références Bibliographiques :

[1] génie civil, charpentes, béton armé, Ingénierie

Cours de génie civil hydraulique travaux publics charpentes, ingénierie et béton armé

[2] Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Bouafia Ali

[3] mémoire étude d'un tronçon de dédoublement de la RN 01 entre le commun Bouzbayar et le cheffé lieu de Laghouat (du PK 516 au PK 522), Promotion 2016, UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

[4] Recommandations pour les terrassements routiers L.C.T.P 2001.

Utilisation des sols en remblai et en couche de forme.

Compactage des remblais et de couches de forme

[5] cour Les ouvrages de soutènements Publié par Émilien Sergerie dans slideplayer.

[6] Chapitre IV : Méthodes de confortement - cloudfront.net.

[7] Centre de Développement des Energies Renouvelables Salima Ouali.

[8] RPA 99(version 2003) règlement parasismique algérienne.

[9] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

[10] cour classification des sols université virtuelle de tunis.

[11] Fascicule CTTP (November 2001 Algerie)

[12] Catalogue de dimensionnement algérien fascicule 2

[13] Catalogue des essais géotechnique.

Annexe 1 : résultat des essais de laboratoire.

Puit N°		P01 bis	P01	P02	P03	P04	P06	P07	
Section		S1	S1	S1	S1	S1	S1	S1	
PK (RN-01)									
PK		0+200	1+100	1+500	1+800	2+500	2+765	3+600	
Profondeur (m)		1,20-1,60	1,00-1,70	1,00-1,80	1,00-1,50	0,90-1,50	0,50-1,00	0,90-1,20	
Classe du sol selon GTR		A2	B6	A2	A2	B6	B6	B6	
Teneur en eau naturelle : w (%)		12,30	11,75	15,35	20,15	9,66	4,92	15,32	
Granulométrie	% des passants à 5 mm	100,00	86,86	81,10	99,42	51,77	59,10	73,25	
	% des passants à 2 mm	99,58	68,88	66,60	96,05	41,77	38,47	59,41	
	% des passants à 0,40 mm	88,17	43,03	53,03	65,88	41,09	28,79	49,28	
	% des passants à 80 µ	69,16	32,96	45,57	65,88	17,15	16,08	20,00	
Classification du sol selon LCPC		Sol grenu	Sol grenu	Sol grenu	Sol fin	Sol grenu	Sol grenu	Sol grenu	
Limites ATTERBERG	Limite de liquidité L _L	34,82	34,91	46,81	32,10	56,34	29,86	39,28	
	Indice de plasticité I _p	18,02	16,77	23,31	16,50	27,29	14,16	18,74	
IP		16,80	18,14	23,50	15,60	29,05	15,70	20,54	
Humidité / Limite liquide		0,35	0,34	0,33	0,63	0,17	0,16	0,39	
Classification du sol selon Casagrande		Ap	Ap	Ap	Ap	At	Ap	Ap	
Proctor modifié	γ _{dopm} (t/m ³)	-	2,06	-	1,98	-	2,18	1,94	
	W _{opm} (%)	-	9,60	-	11,30	-	6,40	10,80	
C.B.R. imbibé à 4 jours	56 coups	γ _d (t/m ³)	-	11,53	-	11,86	-	2,19	1,96
		I _{CBR}	-	18,50	-	11,60	-	8,84	11,80
		Gonflement (%)	-	0,00	-	0,00	-	0,23	0,86
	25 coups	γ _d (t/m ³)	-	10,70	-	13,15	-	2,14	1,87
		I _{CBR}	-	15,11	-	8,48	-	6,49	8,45
		Gonflement (%)	-	0,00	-	0,00	-	0,47	1,10
	10 coups	γ _d (t/m ³)	-	12,67	-	12,67	-	2,00	1,76
		I _{CBR}	-	6,47	-	2,56	-	5,49	4,97
		Gonflement (%)	-	0,00	-	0,00	-	1,18	1,57
	I _{CBR}	A 95 % de l'Opm	-	6,47	-	9,61	-	6,35	8,69
	Calsification du sol		S4	S3	S3	S3	S3	S3	S3

N° : P4-04				N° : P4-05			
TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS AU LABORATOIRE				TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS AU LABORATOIRE			
Profondeur: 5-8m PK411a)				Profondeur: 1-3m PK4-320			
Analyse granulométrique% passant Aux tamis de ...mm	Caractéristiques mesurées	Ech.	Observations	Analyse granulométrique% passant Aux tamis de ...mm	Caractéristiques mesurées	Ech.	Observations
	50	100,0			50	83,9	
	31,5	93,8			31,5	67,9	
	20	77,8			20	36,3	
	10	43,0			10	10,0	
	5	38,9			5	30,5	
	2	27,9			2	25,2	
	1	22,8			1	21,3	
	0,4	19,0			0,4	17,3	
	0,2	16,3			0,2	15,2	
0,1	15,2		0,1	14,0			
0,08	14,7		0,08	13,5			
Limite d'ATTERBERG	W _L	39,6		Limite d'ATTERBERG	W _L	41,8	
	W _P	21,1			W _P	19,1	
	IP	18,5			IP	22,7	
Equivalent de sable	IS (%)	/		Equivalent de sable	IS (%)	/	
Essai proctor modifié	γ _{d max} (T/m ³)	1,99		Essai proctor modifié	γ _{d max} (T/m ³)	/	
	W _{opm} (%)	10,6			Essai proctor	W _{opm} (%)	/
Essai au bleu de méthylène	VBS(gr)	/		Essai au bleu de méthylène	VBS(gr)	0,42	
Teneur en eau naturelle	W _n (%)	7,8		Teneur en eau naturelle	W _n (%)	7,9	
Indice de consistance	IC	1,7		Indice de consistance	IC	1,5	
Indice portant immédiat	IPI	/		Procès-verbal d'essai L.A	L.A	/	
				Procès verbal d'essai Micro-Deval	MDE	23	
COMMENTAIRES				COMMENTAIRES			
Le matériau présente de bonnes caractéristiques pour une utilisation en remblai				Suivant le CCTP concernant IP qui doit être ≤20, ce matériau ne rentre pas dans le CCTP est de 22,7 non conforme au CCTP est impossible d'utiliser comme le matériau			
La classification GTR est B ₅							

TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS AU LABORATOIRE				TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS AU LABORATOIRE			
Profondeur: 1-3m PK2+980				Profondeur: 2-3m PK3 +120			
Caractéristiques mesurées		Ech.	Observations	Caractéristiques mesurées		Ech.	Observations
Analyse granulométrique% passant Aux tamis de ...mm	50	91.8		Analyse granulométrique% passant Aux tamis de ...mm	50	86.7	
	31.5	82.4			31.5	73.2	
	20	73.2			20	62.3	
	10	58.4			10	49.4	
	5	48.5			5	41.9	
	2	35.4			2	31.6	
	1	29.7			1	26.3	
	0.4	25.8			0.4	23.0	
	0.2	23.0			0.2	21.0	
	0.1	22.2			0.1	20.4	
	0.08	21.9			0.08	20.2	
Limite d'ATTERBERG	W _L	28		Limite d'ATTERBERG	W _L (%)	54	
	W _p	20.6			W _p (%)	29.7	
	IP	7.4			IP	24.3	
Equivalent de sable	ES (%)	/		Equivalent de sable	ES (%)	/	
Essai proctor modifié	γ _d max(T/m ³)	1.94		Essai proctor modifié	γ _d max(T/m ³)	1.77	
	W _{opt} (%)	12.8			W _{opt} (%)	17.1	
Essai au bleu de méthylène	VBS(gr)	/		Essai au bleu de méthylène	VBS(gr)	2.06	
Teneur en eau naturelle	W _n %	10.5		Teneur en eau naturelle	W _n %	13.2	
Indice de consistance	IC	2.4		Indice de consistance	IC	1.7	
Indice portant immédiat	IPI	/		Indice portant immédiat	IPI (%)	/	
CLASSIFICATION DE SOL: GA							
COMMENTAIRES				COMMENTAIRES			
Le matériau présente des bonnes caractéristiques pour une utilisation en remblai				Suivant le CCTP concernant IP qui doit être ≤20, ce matériau dont le IP est de 24.3 non conforme au CCTP est impossible d'utiliser comme le matériau de remblai			
La classification GTR est CIB1				La classification GTR est C ₁ B ₀ s			

Annexe 2: essai proctor

Formulaire ESSAI PROCTOR (Feuille d'essai)NFP94-093		DMJ: Réf:FO.EL.16 Révision:			
Essai: -Modifié: <input type="checkbox"/> -Normale: <input type="checkbox"/>					
N°Dossier: Projet:TRAVAUX DE DEDOUBLEMENT DE LA RN 01 ENTRE CHIFFAET BERROUAGHIA SUR 53km	N°échantillon:.... Profondeur: 1-3m PK2+980	Date de prélèvement, 23/10/2013 Date de l'essai: 27/10/2013			
Provenance:déblai	Equipement de mesure: MOULE CBR	Nom opérateur:			
Densité apparente sèche:					
Echantillon n°	1	2	3	4	5
Eau ajoutée(%)	8	10	12	14	16
Poids total humide(Ph)	8573	8716	8916	8844	8756
Poids moule vide(PM)	3862	3862	3862	3862	3862
Poids sol humide(Psh)	4711	4854	5054	4982	4894
Poids sol sec[P _{ss} =Ph/(1+w)]	4325	4392	4480	4338	4223
Volume du moule(V)	2304	2304	2304	2304	2304
Dapp du sol(ds=P _{ss} /V)	1.88	1.91	1.94	1.88	1.83
Teneur en eau					
Numéro de la tare	1	2	3	4	5
Poids total humide(Ph)	3538.0	2908.0	3326.0	2676.0	2876.0
Poids total sec(Ps)	3329.0	2709.0	3041.0	2379.0	2534.0
Poids de la tare(P0)	985.0	815.0	815.0	378.0	384.0
Poids de l'eau(Pe=Ph-Ps)	209.0	199.0	285.0	297.0	342.0
Poids du sol sec(P _{ss} =Ps-P0)	2344.0	1894.0	2226.0	2001.0	2150.0
Teneur en eau(w)=(Pe/P _{ss})	8.9	10.5	12.8	14.8	15.9
Moyenne(w)	8.9	10.5	12.8	14.8	15.9
Densité sèche maximale: 1.94 T/m ³			Teneur en eau optimal: 12.8 %		

ESSAI PROCTOR

ETUDE.VOIE EXPRESS

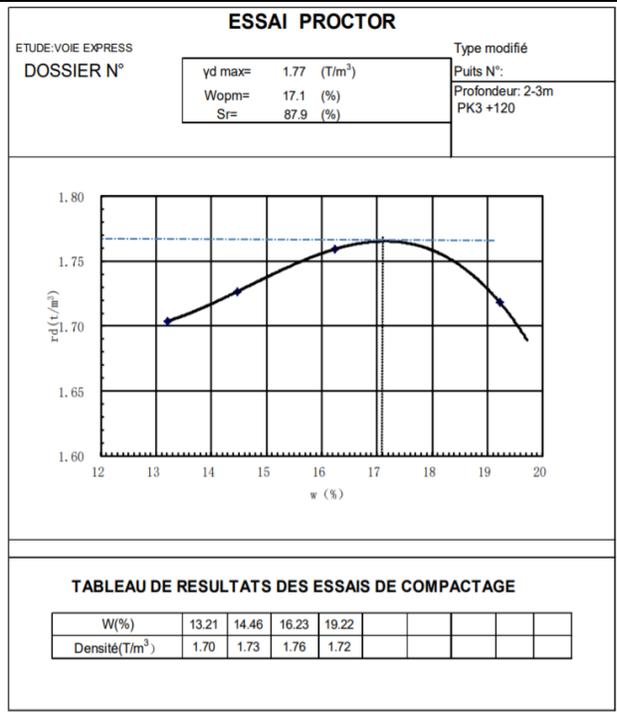
DOSSIER N°

γ _d max= 1.94 (T/m ³)	Type modifié
W _{opt} = 12.8 (%)	Puits N°:
S _r = 88.2 (%)	Profondeur: 1-3m PK2+980

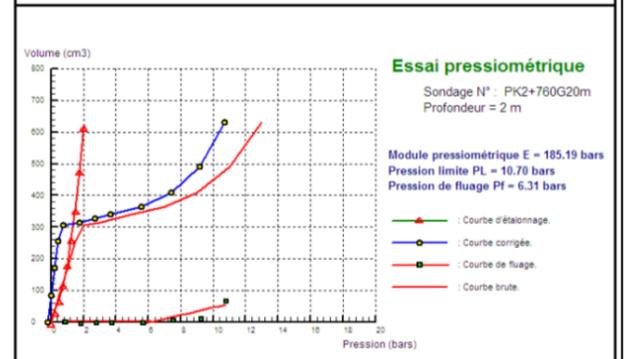
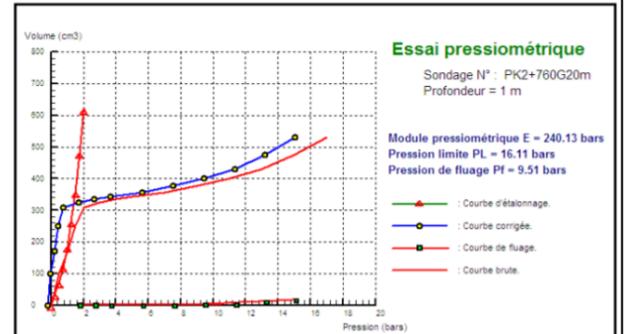
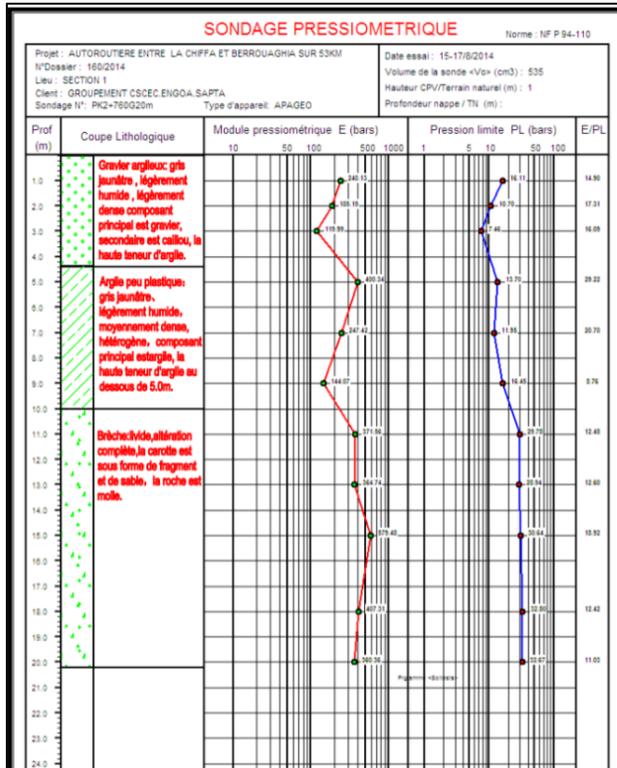
TABLEAU DE RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

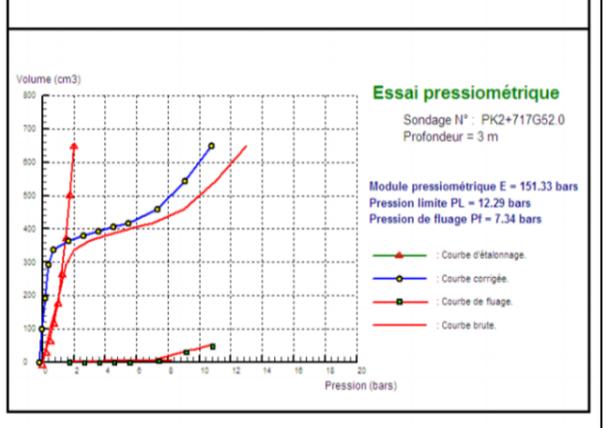
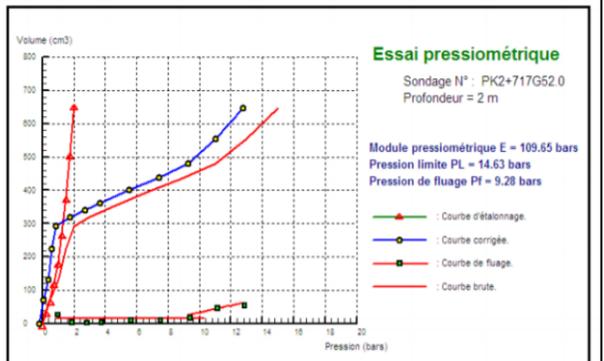
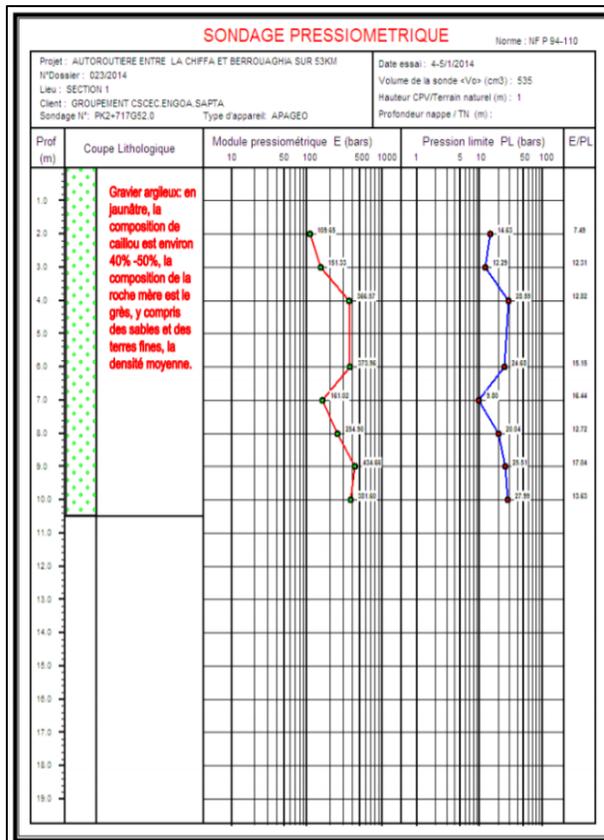
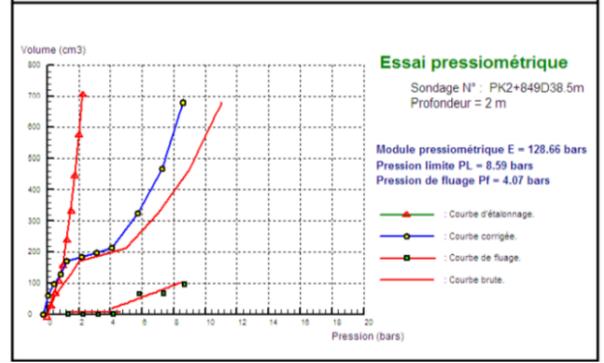
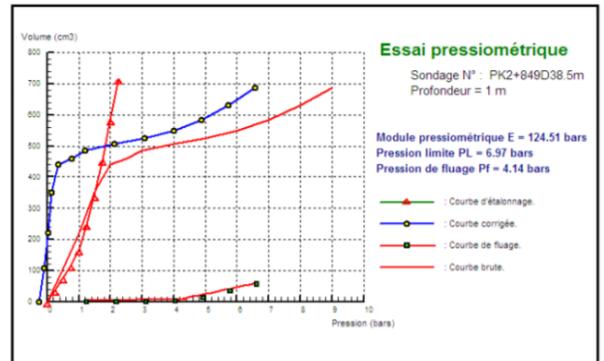
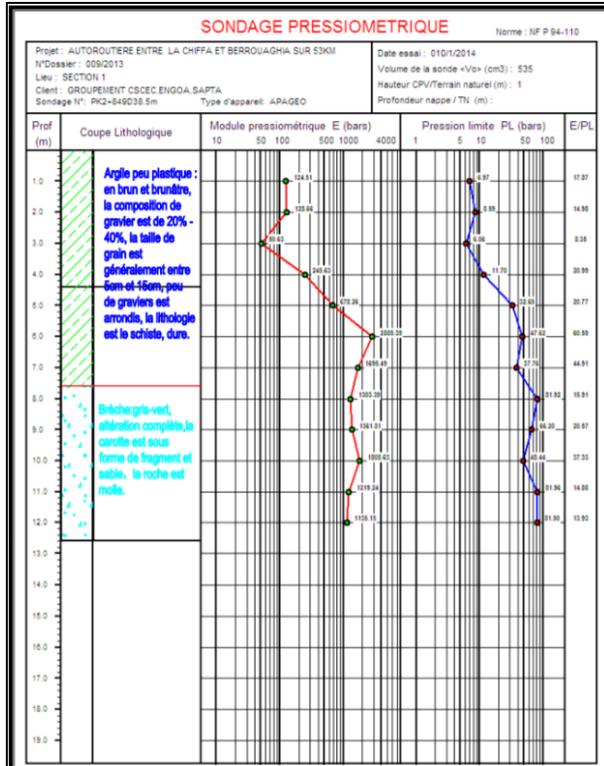
W(%)	8.92	10.51	12.80	14.84	15.90			
Densité(T/m ³)	1.88	1.91	1.94	1.88	1.83			

page:1/2	Formulaire ESSAI PROCTOR (Feuille d'essai)NFP94-093	DMJ: Réf:FO.EL.16 Révision:		
Essai: <input type="checkbox"/> -Modifié: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> -Normale: <input type="checkbox"/>				
N°Dossier: Projet:TRAVAUX DE DEDOUBLEMENT DE LARN 01 ENTRE CHIFFA ET BERROUAGHIA SUR 53km Provenance:déblai	N°échantillon:... Profondeur: 2-3m PK3 +120 Equipeement de mesure: MOULE CBR	Date de prélèvement: 23/10/2013 Date de l'essai: 27/10/2013 Nom opérateur:		
Densité apparente sèche:				
Echantillon n°	1	2	3	4
Eau ajoutée(%)	12	14	16	18
Poids total humide(Ph)	8306	8415	8573	8582
Poids moule vide(PM)	3862	3862	3862	3862
Poids sol humide(Psh)	4444	4553	4711	4720
Poids sol sec[Pss=Ph(1+w)]	3925	3978	4053	3959
Volume du moule(V)	2304	2304	2304	2304
Dapp du sol(ds=Pss/V)	1.70	1.73	1.76	1.72
Teneur en eau				
Numéro de la tare	1	2	3	4
Poids total humide(Ph)	2380.0	2005.0	2143.0	2145.0
Poids total sec(Ps)	2147.0	1797.0	1899.0	1859.0
Poids de la tare(PO)	383.0	359.0	396.0	371.0
Poids de l'eau(Pe=Ph-Ps)	233.0	208.0	244.0	286.0
Poids du sol sec(Pass=Ps-Po)	1764.0	1438.0	1503.0	1488.0
Teneur en eau(w)=(wi=Pe/Pss)	13.2	14.5	16.2	19.2
Moyenne(%)	13.2	14.5	16.2	19.2
Densité sèche maximale: 1.77 T/m ³	Teneur en eau optimal: 17.1 %			

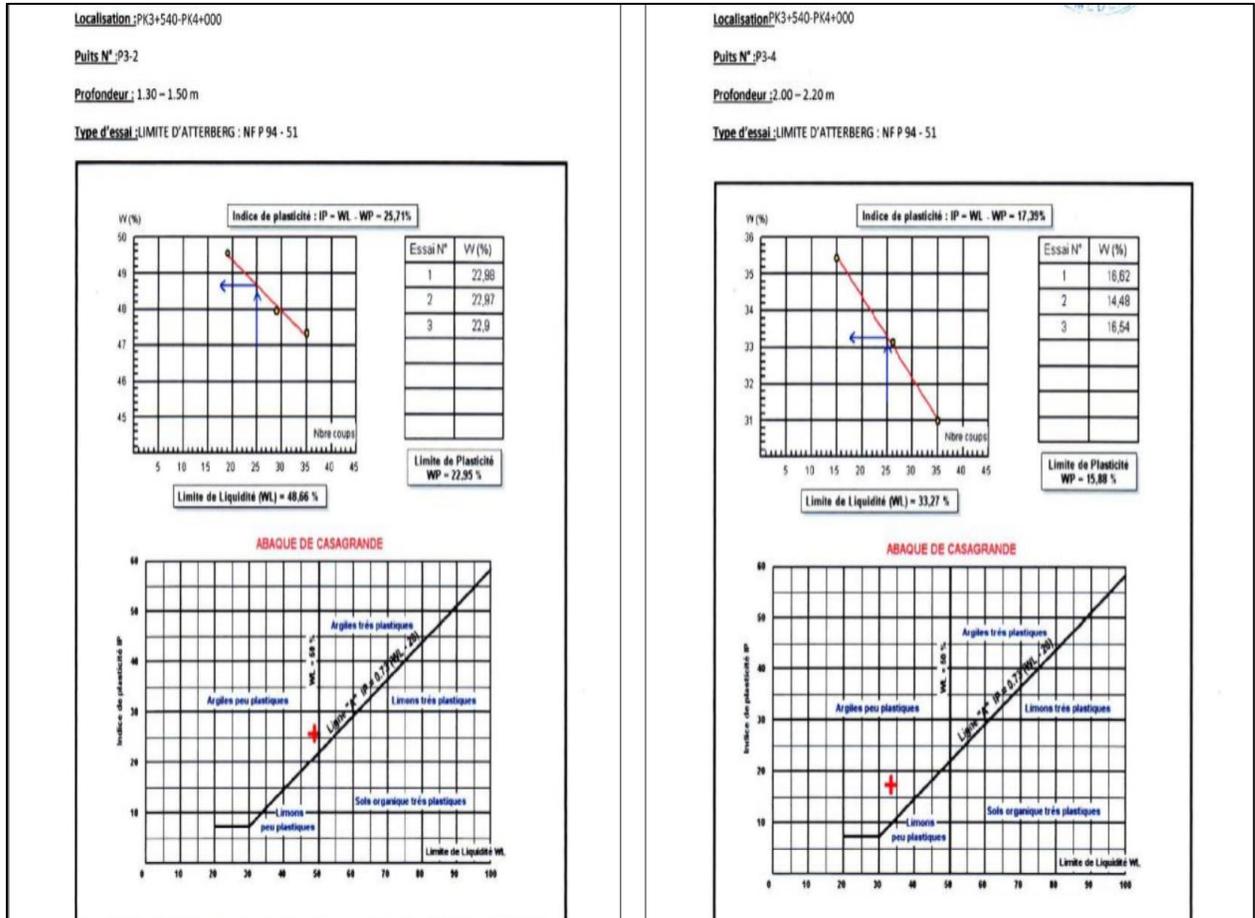


Annexes 3: essais pressiometrique

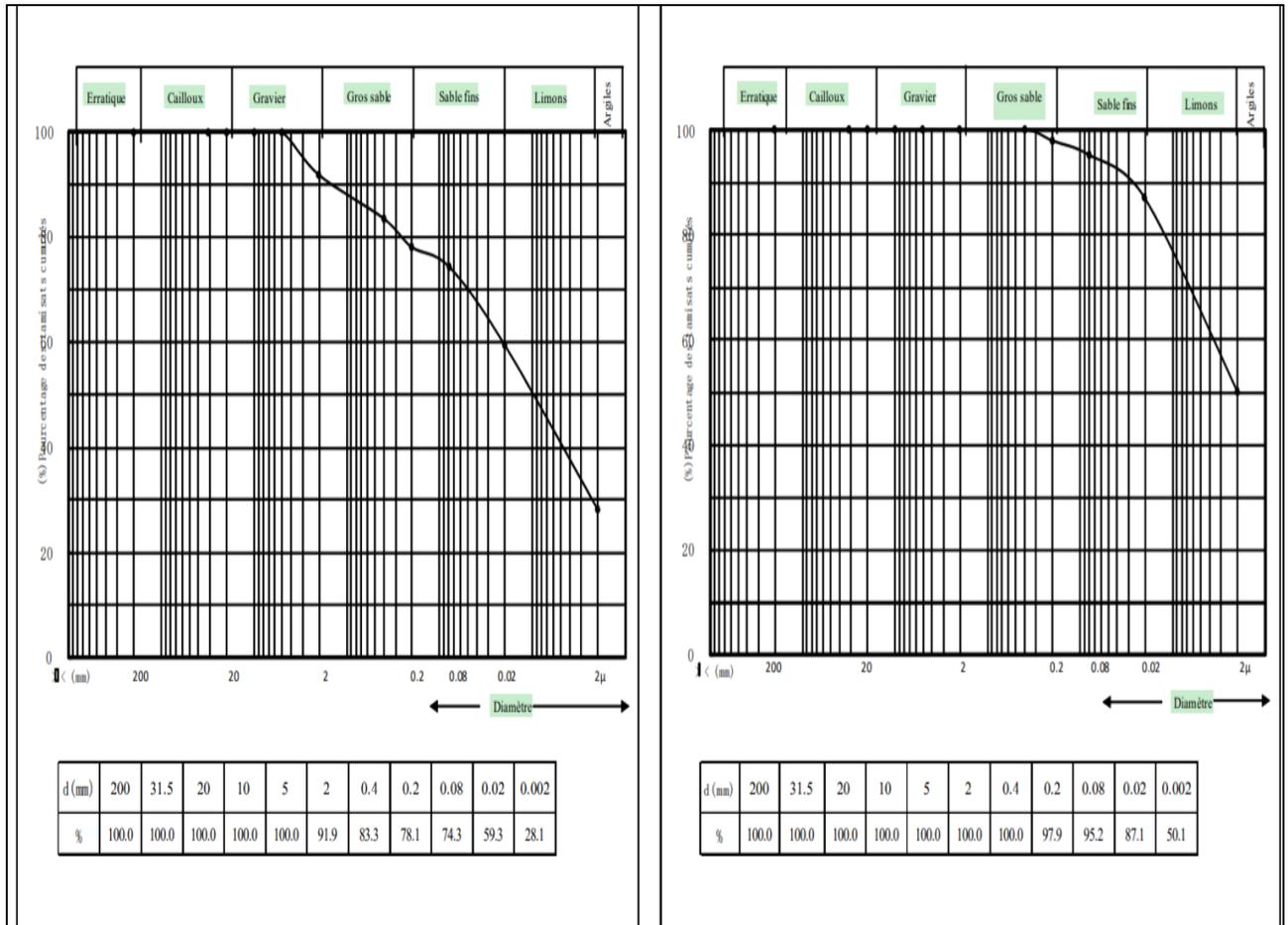


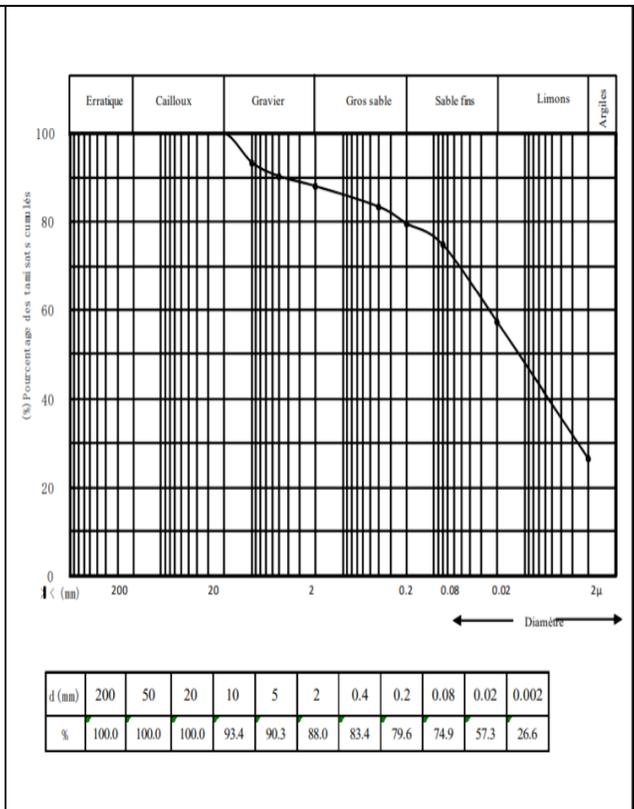
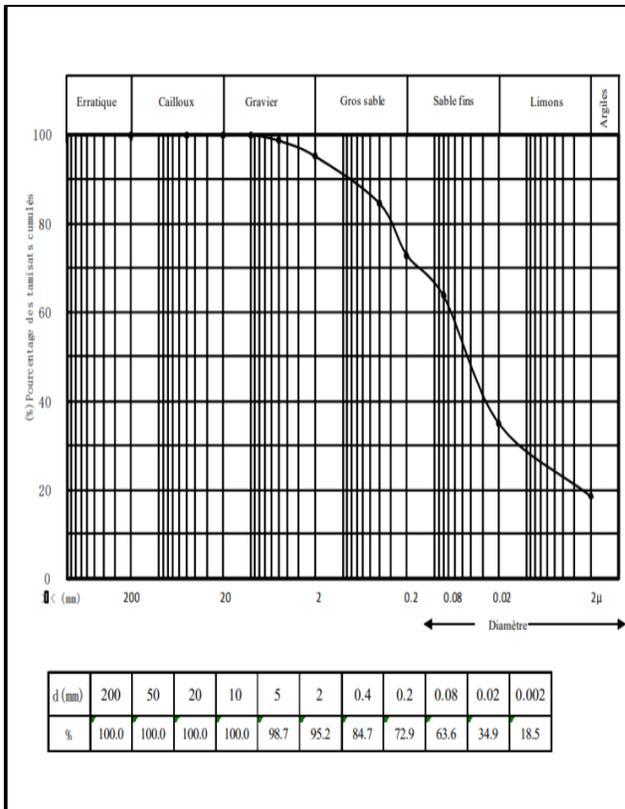
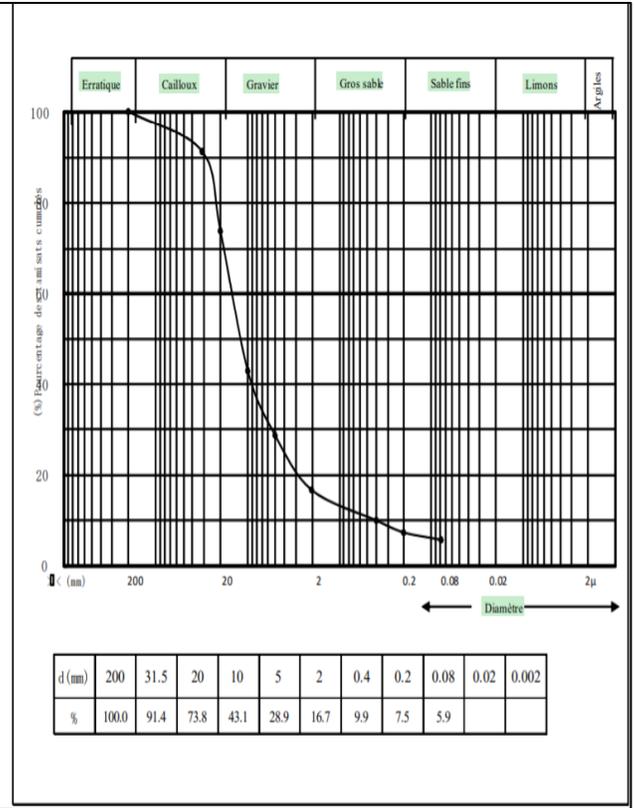
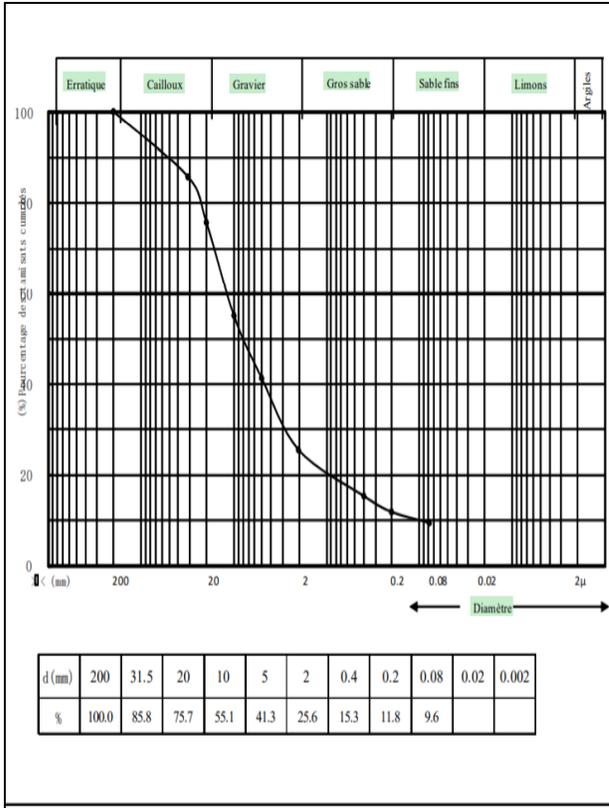


Annexes 4: Limite d'atterberg.



Annexes 5: essais granulométrique





Annexe 6 : catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (fascicule n3)

Type : MTB
 Zone climatique : I et II
 Durée de vie : 20 ans, taux d'accroissement : 4%

TPLi PL/j/sens	Si	S2	S1	S0
		50 MPa	125 MPa	200 MPa
6000 TPL7	6000	8 BB	8 BB	8 BB
		14 GB	12 GB	11 GB
		15 GB	13 GB	11 GB
5000 TPL6	5000	8 BB	8 BB	8 BB
		12 GB	11 GB	10 GB
		13 GB	11 GB	10 GB
1500 TPL5	1500	6 BB	6 BB	
		11 GB	10 GB	
		12 GB	10 GB	
600 TPL4	600	6 BB		
		10 GB		
		10 GB		
300 TPL3	300			
150				

Si : Classe de sol support, TPLi : Classe de trafic PL/jour/sens

BB : Béton bitumineux, GB : Grave bitume (0/20)

Epaisseurs de mise en œuvre : GB (min = 10, max = 15)

Toutes les épaisseurs sont données en cm

Annexes 07: résultat des sondages

Chantier : V4. 5.S1 Sondage N°: PS05 Date : 2013. 12. 15

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD	Echan N°	Rec %
						N/prof		
Coor: X=478189.238 Y=4030091.982 ∇235.06					Station: LK4+606.0568.0m Niveau de l'eau : Non			
④	C-2	2.00	233.06		Caillou argileux jaune brunâtre, les diamètres des grains sont de 2cm à 5cm, la haute teneur de l'argile, moyennement dense.		1	65
⑤	RB2	30.60	204.46		Brèche (caillou) gris clair, la roche de base est le schiste, roche ferme, la haute teneur d'argile et gravier, les diamètres des grains sont de 2cm à 10cm, dense, ce sont des blocs à la profondeur de 12.00m à 14.00m.		2	65

Chantier : V4. 5.S1 Sondage N°: S06 Date : 2013. 12. 14

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD	Echan N°	Rec %
						N/prof		
Coor: X=478162.157 Y=4030060.991 ∇248.58					Station: PK4+642.15D8.0m Niveau de l'eau : Non			
④	C-2	5.00	243.58		Caillou argileux gris clair, la roche de base est le schiste, roche ferme, la haute teneur d'argile et gravier, les diamètres des grains sont de 2cm à 10cm, moyennement dense, il y a des bloc par endroit.		1	60
⑤	RB2	30.60	217.98		Brèche (caillou) gris clair, la roche de base est le schiste, roche ferme, les diamètres des grains sont de 2cm à 10cm, la haute teneur d'argile et gravier, dense.			60

Chantier : V4. 5. S1

Sondage N° : PS07

Date : 2013. 12. 15

Coup N°	Coup Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD	Echan N°	Rec %
						N/prof		
Coor: X=478151. 504 Y=4030026. 657						Station: PK4+678. 25D8. 0m Niveau de l'eau : Non		
①	GA	6. 50	282. 03		Gravier argileux: jeune brunâtre, la haute teneur de l'argile, moyennement dense.			65
②	RB2	30. 70	237. 83		Brèche (cailloux) gris claire, la roche de base est le schiste, roche ferme, les diamètres des grains sont de 2cm à 10cm, la haute teneur d'argile et gravier, dense.			60

Chantier : PK4+992. 675 V5. 0. 1. S1 Sondage N° : PS0-03 Date : 2014. 01. 08

Coup N°	Coup Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD	Echan N°	Rec %
						N/prof		
Coor: X=478092. 808 Y=4029839. 754						Station: PK4+873. 5D8m Niveau de l'eau :		
①	GA-1	4. 20	265. 93		Gravier argileux : en lividité, la composition de l'argile est importante, la roche mère est le schiste, y compris des blocs.			60
②	RS	30. 60	239. 53		Les schistes: en lividité, les feuilles sont fines et les structures développées, la carotte est à la forme de plaque, dur, ils sont fragiles sous les marteaux.			70

Chantier : OA 0.1.D.S2

Sondage N° : S-01

Date : 2014.03.26

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD N/prof	Echan N°	Rec %
Coor: X=478972.1603 Y=4021328.3021 Station:DK0+144.031 Niveau de l'eau : 4.30								
①	C	7.60	372.30		Cailloux : en brunâtre, la densité moyenne, y compris des cailloux sableux. La teneur des cailloux s'augmente de haute en bas.			70
②	RM	30.00	349.90		Marne faiblement altérée : en grise, les fissures se développent, il y a des parties qui sont cassées.		1	75

Chantier : OA

Sondage N° : S-02

Date : 2014.03.28

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	SPD N/prof	Echan N°	Rec %
Coor: X=478981.2603 Y=4021256.9561 Station:PK13+846.735 Niveau de l'eau : 0.20								
①	C	1.20	375.10		Cailloux : en brunâtre, Des cailloux angulaires, fragment arrondi, ferme, y compris des cailloux sableux.			65
②	RM	5.60	370.70		Marne fortement altérée : en grise, les fissures se développent, la carotte est cassée, et en cylindre des fois, de roche molle.			70
③	RM	30.00	346.30		Marne faiblement altérée : en grise, les fissures se développent, il y a des parties qui sont cassées.		1	85

Chantier : Roadbed

Sondage N° : S14-3

Date : 2013.11.07

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:100	Description des sols	SPD N/prof N/prof	Echan N°	Rec %
Coor: X=478691.884 Y=4020381.373		V 414.01		Station:PK14+802D9.0m Niveau de l'eau : Non				
①	AS	6.00	408.01		Argile sableux: en gris foncé et gris, généralement en poudre des terres, la taille des grains est entre 3cm jusqu'à 5cm.		1	95
②	RM	10.20	403.81		Même fortement altérée: en gris, les fissures se développent, et il y a de l'élément de fer, la carotte est cassée.			85

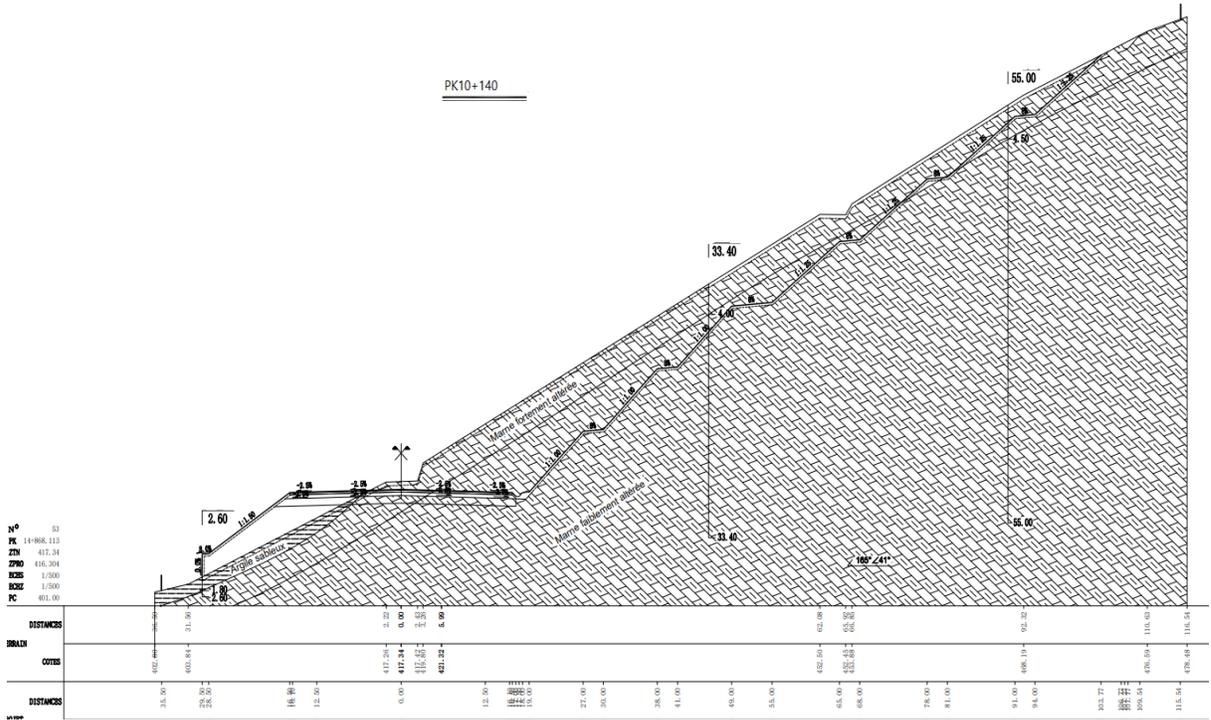
Chantier : Roadbed

Sondage N° : PD14-1

Date : 2013.12.11

Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:50	Description des sols	SPD N/prof N/prof	Echan N°	Rec %
Coor: X=478686.85 Y=4020370.19		V 417.51		Station:PK14+811D16.5m Niveau de l'eau : Non				
①	AS	2.20	415.31		Argile sableux: en gris foncé et gris, généralement en poudre des terres, la taille des grains est entre 3cm jusqu'à 5cm.			
②	RM	3.00	414.51		Même fortement altérée : en gris, de roche molle, très dur.			

PK10+140



Chapitre 01 :
Elément de la géotechnique
routière.

Chapitre 02 :
**Présentation de projet, des
essais et classification du
sol.**

Chapitre 03 :
Dimensionnement de corp
de chaussée.

Chapitre 04 :
Stabilité du Talus en déblai.

Chapitre 05 :
Les méthodes de
confortement.

Les références bibliographiques.

Annexe.

