

Université EL HADJ LAKHDER BATNA
Institut de Génie Civil
d'Hydraulique et d'Architecture
Département de Génie Civil



Mémoire
Présenté pour obtenir le diplôme de
Magister en Génie Civil
Option : **Géotechnique**

Thème

**IDENTIFICATION ET ANALYSE DES CARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES MATERIAUX UTILISES POUR LA
REALISATION DE L'AUTOROUTE EST/OUEST
TRONÇON CONSTANTINE-ANNABA.
MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI
DE PLAQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

Par

YKHLEF Boubakeur

Soutenu le : 11/01/ 2012

Devant le jury, composé de Membres

Président :	Dr	F. HAMMOUD	Maître de Conférences Classe A	Université de Batna
Rapporteur :	Pr	K. ABBECHE	Professeur	Université de Batna
Examineur :	Dr	M. BAHEDDI	Maître de Conférences Classe A	Université de Batna
Examineur :	Dr	T. KARECH	Maître de Conférences Classe A	Université de Batna
Examineur :	Dr	S. MESSAST	Maître de Conférences Classe A	Université de Skikda

Au Nom d'Allah

Je dédie ce modeste travail

A toute ma Famille,

Mon Père,

et mes Frères et Sœurs,

A tous les Amis et Proches.

Je remercie Dieu pour tout,

En premier lieu mes remerciements vont au Pr : ABBECHE Khelifa, Chargé de l'encadrement du présent mémoire. J'ai pu profiter de son expérience et de ses qualités pédagogiques. Qu'elle veuille trouver ici l'expression de mes très chaleureux remerciements.

Je tiens à remercier Mr BERBAS Ali, chef de projet de l'autoroute Est-Ouest tronçon de la wilaya de Constantine (Division Programme Neuf), qui a beaucoup contribué à ce travail pour faire la partie expérimentale au niveau de l'entreprise COJAAL, Consortium Japonais Pour L'Autoroute Algérienne Camp 3 (Constantine).

La partie expérimentale de cette thèse a été conduite au Laboratoire géotechnique routier et sur Site section terrassement/Route COJAAL, Consortium Japonais Pour L'Autoroute Algérienne Camp 5-6 (Skikda). Dans ce cadre, je remercie vivement le responsable du laboratoire et tous les techniciens du laboratoire.

J'adresse mes remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je tiens également à remercier chaleureusement KAND OULI Asma, pour leur aide précieuse au secrétariat tout au long de ce travail.

Je n'oublie pas mes collègues qui m'ont apporté leur aide et leur sympathie et particulièrement ZIADA Adel, ZIANI Houssine, BOUTAKAKIN Mohammed, DIFI Djamel.

Enfin, je remercie ma famille et particulièrement ma sœur Wassila. Leur soutien et leurs encouragements m'ont permis de surmonter les difficultés pendant ces années des études, et à l'esprit de ma Mère.

RESUME

En Algérie, il a été observé une augmentation générale au niveau du trafic routier avec une capacité d'accueil de 40 000 à 50 000 véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen. L'Autoroute Est/Ouest (1216 Km) est considérée comme axe routier stratégique pour l'Algérie, les procédés de réalisation de chaussées ne peuvent être que économiques, toute fois, comme il faut que ces chaussées résistent à des efforts élevés et répétés induits par le trafic, cependant l'ingénieur doit vérifier que les contraintes et les déformations engendrées à l'intérieur de la chaussée et transmises à l'infrastructure soient en dessous des valeurs tolérables par les matériaux, à cet effet les matériaux utilisés devront être résistants.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre des recherches sur la caractérisation des matériaux utilisés pour la réalisation des chaussées, à savoir l'identification et analyse des caractéristiques mécaniques des matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'Autoroute Est/Ouest, tronçon Constantine-Annaba (étude expérimentale), sachant que des essais ont été faites au laboratoire de géotechnique routier et sur site section terrassement/route de COJAAL, Consortium Japonais Pour L'Autoroute Algérienne Camp 3 (Constantine), Camp 5-6 (Skikda), et dans le but de valider les résultats obtenus expérimentalement, une modélisation numérique de l'essai de plaque par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel *PLAXIS*.

Les résultats obtenus numériquement sont assez proche a ceux de l'expérimentale.

Mots clés: Identification, Classification, Essai de Plaque, Module de Déformation, PLAXIS, Modélisation.

ABSTRACT

In Algeria, it was observed an increase generalized in the level of the road traffic with a capacity of reception from 40 000 to 50 000 car by day between Annaba and Tlemcen. The Motorway Est/Ouest (1216 km) is regarded as strategic road axis for Algeria, the methods for realization of roadways can be only economic, any time, as is needed that these roadways resists high efforts and repeat induced by the traffic, however L'engineer must check that the generated constraints and deformations has the interior of the roadway and transmitted to the infrastructure are below the tolerable values by materials, to this materials used will have to be resistant.

This memory lies within the scope of research on characterization of materials used in the realization of pavements, has to know the identification and analysis of mechanical characteristics of materials which will be used in the constraction of the Est/Ouest, Motorway, section Constantine-Annaba, (experimental study), knowing that tests were carried out at the laboratory of geotechnics and on site section terrassement/route of COJAAL, Japanese Consortium For the Algerian Motorway Camp 3 (Constantine), Camp 5-6 (Skikda), and with an aim of validating the results obtained in experiments a numerical modeling of the plate bearing test by the finite element method (FEM), by using software PLAXIS.

The obtained numerical results are quite close to those of experimental.

Key words: Identification, Classification, Plate Bearing test, Deformation Modulus, PLAXIS, Modelization.

ملخص

في الجزائر، لوحظ زيادة عامة في مستوى حركة المرور على الطرق بسعة 40 000 - 50 000 مركبة في اليوم الواحد بين عنابة وتلمسان، وتعتبر الجزائر الطريق السيار شرق\غرب (1216 كيلومتر) طريق استراتيجي، و تنفيذ الأرصفة لا يمكن إلا أن يكون اقتصاديا، إذ أن هذه الرصف يجب أن تقاوم فعل ارتفاع الجهود المتكررة جراء حركة المرور، والمهندس يجب أن يكون قادرا على التحقق من الجهود والتشوهات الناجمة في الرصف (تربة الأساس)، وأن حال المواد للبنية التحتية ذو قيم مقبولة، ولا بد لهذا الغرض استخدام مواد تكون مقاومة.

هذه الأطروحة هي جزء من البحوث حول توصيف المواد المستخدمة في إنشاء الطرق، أي تحليل وتصنيف الخصائص الميكانيكية للمواد المستخدمة في إنجاز الطريق السيار شرق/غرب، جزء قسنطينة-عنابة (دراسة تجريبية)، للعلم أن هذه الدراسات أجريت في المختبر الجيوتقني لطرق و في الموقع قسم الحفر والطريق، التابع لكوجال ، المجمع الياباني لطريق السيار الجزائري بالمعسكر 3 (قسنطينة) و المعسكر 5-6 (سكيدة) وبغية مطابقة النتائج التجريبية مع النموذج الرقمي لتجربة التحميل المتكررة للصفحة على التربة وعلى طبقات الرصف المرنة نستخدم طريقة العناصر المنتهية باستعمال البرنامج بلاكسيس. النتائج المتحصل عليها من النموذج الرقمي قريبة جدا لتلك التجريبية.

الكلمات المفتاحية: التوصيف، التصنيف، لتجربة التحميل المتكررة للصفحة، معامل التشوه، بلاكسيس، النموذج الرقمي.

TABLE DES MATIERS

	Page
DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
ملخص	vi
TABLE DES MATIERES	vii
Liste des notations et abréviations	xii
Liste des figures	xiv
Liste des tableaux	xviii
INTRODUCTION GENERALE	18

Chapitre 1 - APERCU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA REALISATION DES CHAUSSEES

1.1. Introduction	20
1.2. Différentes couches constitue le corps de chaussée	23
1.2.1. Introduction	23
1.2.2. Couche de surface	23
1.2.3. Couche de base	24
1.2.4. Couche de fondation	24
1.2.5. Couche de forme	24
1.2.6. La partie supérieure des terrassements (PST)	24
1.3. Structure de chaussée	25
1.3.1. Introduction	25
1.3.2. Chaussées souples	25
1.3.3. Chaussées semi-rigides	25
1.3.4. Chaussées rigides	26
1.4. Trafic	26
1.5. Compactage des matériaux	27
1.5.1. Définition	27
1.5.2. Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages	27
1.5.3. Paramètres influents du compactage	27
1.5.3.1. Teneur en eau	27
1.5.3.2. La nature du matériau	28
1.5.3.3. Energie de compactage	28
1.5.3.4. L'Angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines	28
1.5.3.5. Sol-support	29
1.6. Contrôle de compactage	29
1.6.1. Introduction	29
1.6.2. Essai de plaque	29

1.6.2.1. Domaine d'application	29
1.6.2.2. But	29
1.6.2.3. Execution de l'essai	30
1.6.2.4. Modules de deformation	30
1.6.2.5. Courbe charge-tassement	30
1.7. Méthode théorique	31
1.7. 1. Théories de l'élasticité	31
1.7.2. Modèle de Boussinesq	31
1.7.2.1. Contraintes	31
1.7.2.2. Déformations	33
1.7.2.3. Déflexion	33
1.8. Méthodes de dimensionnement des corps chaussées	34
1.8.1. Introduction	34
1.8.2. Method C.B.R (California – Bearing – Ratio)	35
1.8.3. Méthode A.A.S.H.O	35
1.8.4. Méthode d'ASPHALT INSTITUTE	36
1.8.5. Méthode du catalogue des structures	36
1.8.6. La Méthode LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées)	37
1.8.7. Méthode du catalogue des structures algérien	37
1.8.8. Application au projet (la méthode LCPC)	37
1.8.8.1. Méthode de la conception (méthode LCPC)	37
1.8.8.2. Principes du dimensionnement de la chaussée	39
1.8.8.3. Résultats de la conception	40
1.8.8.4. Structure de chaussée recommandée	40

Chapitre 2 - CLASSIFICATION ET CONDITION D'UTILISATIONS DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME

2.1. Introduction	42
2.2. Etude géotechnique routière (les différents essais sur les chaussées)	43
2.2.1. Introduction	43
2.2.2. Les essais en laboratoire	43
2.2.2.1. Les essais d'identification	43
a. Teneur en eau	43
b. Analyses granulométrique	44
c. Limites d'Atterberg	45
d. Valeur de bleu méthylène d'un sol (VBS)	45
e. Equivalent du sable	46
2.2.2.2. Les essais d'état (essais mécanique d'identification)	46
a. Essai proctor	46
b. Essai CBR	47
2.2.2.3. Les essais mécaniques	48
a. Essai Micro Derval	48
b. Essai Los Angeles	49
c. Essai de cisaillement rectiligne a la boite (cisaillement direct)	49
2.2.3. Les Essais in situ	50
2.2.3.1. Essai gammadensimètre	50
2.2.3.2. Essai de plaque	50
2.2.3.3. Essai de pénétration dynamique (pénétro-densitographes)	51
2.3. Classification des matériaux	52

2.4. Analyse des différents paramètres de classification des sols	52
2.4.1. Paramètres d'identification ou de nature	52
2.4.1.1. Introduction	52
2.4.1.2. la granularité	52
2.4.1.3. L'indice de plasticité Ip	53
2.4.1.4. La valeur de bleu de méthylène VBS	54
2.4.2. Paramètres de d'état	54
2.4.2.1. Introduction	54
2.4.2.2. Différents états hydriques considérés	54
2.4.2.3. Paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique	55
2.4.3. Paramètres de comportement mécanique	55
2.5. Classification des sols	55
2.6. Condition d'utilisation des matériaux pour les remblais et les couche de forme	55
2.6.1. Conception du terrassement	55
2.6.1.1. Introduction	55
2.6.1.2. Nature du terrain	56
2.6.1.3. Constitution générale du terrassement	56
2.6.1.4. Choix du type de couche de forme et de la classe de plate-forme	57
2.6.2. Exécution des terrassements	60
2.6.2.1. Introduction	60
2.6.2.2. Mise en œuvre du déblai et remblais	60
2.6.2.3. Mise en œuvre de la couche de forme	61

Chapitre 3 - ETUDE EXPERIMENTALE

(CARACTERISATION ET ANALYSES DES MATERIAUX UTILISES POUR LA REALISATION DES CHAUSSEES AUTOROUTE EST/OUEST ALGERIENNE, TRANCON CONSTANTINE-ANNABA)

3.1. Introduction	63
3.2. Les résultats des essais en laboratoire : étude de cas	63
3.2.1. Les essais d'identification	63
3.2.3. Les essais d'état (essais mécanique d'identification)	69
3.2.2.1. Essai Proctor	69
3.2.2.2. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	72
3.3. Contrôle de la qualité de compactage in situ	74
3.3.2. Essai gammadensimètre	74
3.3.3. Essai de plaque	74

Chapitre 4 - MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE PLAQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

4.1. Méthode des éléments finis	76
4.1.1. Introduction	76
4.1.2. Etat actuel de la méthode des éléments finis	76
4.1.3. Description de la méthode des éléments finis	76
4.1.4. Relation entre déformations, contraintes, déplacements	80
4.1.5. Principe des travaux virtuels	80
4.1.6. Déformations planes	80
4.1.7. Contraintes planes	81

4.2. Description sur le code de calcul par <i>Plaxis</i>	82
4.2.1. Présentation de <i>PLAXIS</i>	82
4.2.2. Le Code éléments finis <i>PLAXIS</i>	82
4.2.3. Options par défaut et solutions approchées	83
4.2.4. Les modèles de comportement utilisés dans <i>PLAXIS</i>	84
4.2.4.1. Introduction	84
4.2.4.2. Comportement elastoplastique	85
4.2.4.3. Modèle élastique linéaire	86
4.2.4.4. Modèle de Mohr-Coulomb	87
4.3. Modélisation par éléments finis	91
4.3.1. Maillage	91
4.3.2. Comportement des matériaux	92
4.3.2.1. Plaque	92
4.3.2.2. Interface	92
4.3.2.3. Remblai	92
4.3.3. Condition aux limites	93
4.3.4. Initialisation des contraintes	93
4.3.5. Chargement	93
4.3.6. Procédure de calcul	94
4.4. Présentation des résultats et analyse	94
4.5. Etude paramétrique	96
4.5.1. Introduction	96
4.5.2. Paramètres géotechniques	96
4.5.2.1. Cohésion c	96
4.5.2.2. L'Angle de frottement φ	98
4.5.2.3. Module d'Young E	100
4.5.2.4. Coefficient de poisson ν	102
4.5.2.5. Coefficient de pression des terres au repos K_0	104
4.5.3. Paramètres géométriques du remblai	105
4.5.4. L'Ecart entre la simulation numérique et expérimentale	106
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	107
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES	109
ANNEXE	112

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Pour les besoins de la présente mémoire, les notations et abréviations suivants s'appliquent.

Lettres latines

A	Section
B	la masse de bleu introduite dans la solution
BB	La couche de béton bitumineux
c	Cohésion
C	proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec
CBR	indice de portance californien (California bearing ratio)
d_0	déflexion
D	dimension minimale des grains
D	diamètre de la plaque
D_{max}	dimension maximale des plus gros éléments contenus dans un sol
DG	coefficient de dégradabilité
e	indice des vides
e_{eq}	Epaisseur équivalente
E	Module d'Young
ES	Equivalent de Sables
E_0	Pente initiale (module d'Young à court terme)
E_{∞}	Module d'Young à long terme
E_{50}	Module sécant à 50% de la rupture
E_{oed}	Module oedométrique
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique
E_{ur}^{ref}	module en décharge
E_{eq}	Module d'Young équivalent
EV_1	module de déformation statique à la plaque pour le premier cycle de chargement
EV_2	module de déformation statique à la plaque pour le deuxième cycle de chargement
G	Module de cisaillement
GB	la couche de grave bitume
GNT	la couche de graves non traitées
h	état humide
K	Le rapport de deux Module sous chargement statique à la plaque
k_h	Coefficient de perméabilité horizontale
K_w	coefficient de perméabilité verticale
K_0	Coefficient des terres au repos
I	Moment d'inertie
I_c	indice de consistance
IPI	indice portant immédiat
I_p	indice de plasticité
LA	coefficient Los Angeles

m	état moyen
mh1	masse humide de l'échantillon constituant la première prise d'essai est la masse humide de
mh2	l'échantillon prévu pour être séché, constituant la deuxième prise d'essai
mh3	masse humide de l'échantillon constituant la troisième prise d'essai
ms2	masse de l'échantillon après séchage, correspondant à la deuxième prise d'essai
MDE	coefficient micro-Deval en présence d'eau
n	porosité
N	Effort normal
OPM	Optimum Proctor
P	pression moyenne exercée sous la plaque chargée
pd	masse volumique d'un échantillon de sol ou de roche déshydraté
PST	La partie supérieure des terrassements
r	rayon de la plaque
Rc	Resistance à la compression
Ri	Rigidité des interfaces
s	état sec
th	état très humide
ts	état très sec
T	Effort tranchant
U _x	Déplacement suivant l'axe x
U _y	Déplacement suivant l'axe y
VBS	valeur de bleu de méthylène d'un sol (déterminée sur la fraction 0/50 du sol)
V	volume de la solution de bleu utilisée
w	teneur en eau, exprimée en valeur décimale
W _L	Limite de Liquidité
W _P	Limite de Plasticité
w _n	teneur en eau naturelle
W _{OPN}	teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal
Z ₀	enfoncement rémanent de la plaque après application du premier cycle de chargement et déchargement
Z ₁	enfoncement total de la plaque à la fin du deuxième chargement
Z ₂	enfoncement de la plaque provoqué par le deuxième chargement

Lettres grecques

$\bar{\sigma}_0$	contrainte de compression sous la plaque
σ_0	Contrainte initiale
σ_w	Surpression interstitielles
ε_v	Déformation volumique
ν	Coefficient de poisson
γ	Poids volumique humide
γ_d	Poids volumique sec
φ	Angle de frottement
ψ	Angle de dilatance

Abréviations

LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
------	--

LISTE DES FIGURES

Figure	Titre
A.1	Axes du projet d'Autoroute Est/Ouest (1216 Km)
1.1	Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol
1.2	Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge
1.3	Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel
1.4	les différentes couches qui constituent la structure de la chaussée
1.5	Définitions des termes de l'ensemble de la chaussée
1.6	Structure type d'une chaussée souple
1.7	Structure type d'une chaussée semi-rigide
1.8	Structure type d'une chaussée rigide
1.9	Schéma de principe illustrant les agressivités respectives vis-à-vis de la chaussée d'un véhicule léger et d'un poids lourd
1.10	Schéma de principe des cycles de chargement appliqués sur la plaque durant l'essai
1.11	Contrainte verticale en fonction de la profondeur
1.12	l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur
1.13	Organigramme de la conception de la chaussée
1.14	Structure type de la chaussée et accotement
2.2	Matériels pour mesure la teneur en eau
2.3	Matériels d'analyse granulométrique
2.4	Matériels pour mesure limite d'atterberg
2.5	Matériels d'essai de bleu méthylène
2.6	essai d'équivalent du sable
2.7	Matériels d'essai Proctor
2.8	PRESSE CBR

-
- 2.9 Matériels d'essai Micro Deval
 - 2.10 Matériels d'essai Los Angeles
 - 2.11 Matériels d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte
 - 2.12 principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte
 - 2.13 Matériels d'essai gammadensimètre
 - 2.14 Matériels d'essai de Plaque
 - 2.15 Matériels d'essai de pénétration dynamique
 - 2.16 Position des remblais et déblais
 - 2.17 Constitution du terrassement
 - 2.18 démarche de détermination de la classe de plate-forme d'après (SETRA et LCPC, 1998)
 - 2.19 Étapes de la mise en œuvre du déblai (a) et du remblai (b) en matériaux non traités
 - 2.20 Ordonnancement des opérations élémentaires pour quatre cas de chantier type (LCPC et SETRA, 2000).
-
- 3.1 Courbe granulométrique pour le premier échantillon
 - 3.2 Courbe granulométrique pour le deuxième échantillon
 - 3.3 Courbe granulométrique pour le troisième échantillon
 - 3.4 Courbe granulométrique pour le quatrième échantillon
 - 3.5 Courbe d'essai Proctor pour le premier échantillon
 - 3.6 Courbe d'essai Proctor pour le deuxième échantillon
 - 3.7 Courbe d'essai Proctor pour le troisième échantillon
 - 3.8 Courbe d'essai Proctor pour le quatrième échantillon
 - 3.9 Courbe intrinsèque pour le premier et la deuxième échantillon
 - 3.10 Courbe intrinsèque (Bar/Bar) pour le troisième échantillon
 - 3.11 Courbe intrinsèque (Bar/Bar) pour le quatrième échantillon
 - 3.12 Essai de plaque durant le chargement et le déchargement en 2 cycles pour le premier échantillon
-
- 4.1 discrétisation de la structure.
 - 4.2 les nœuds et les frontières.
 - 4.3 différents types d'éléments
 - 4.4 Structure à différents éléments
 - 4.5 tétraèdre
 - 4.6 Exemple d'une structure en déformation

-
- 4.7 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.
 - 4.8 Représentation du comportement élastique
 - 4.9 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage
 - 4.10 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire
 - 4.11 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire
 - 4.12 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb
 - 4.13 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$
 - 4.14 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb
 - 4.15 Définition du module à 50 % de la rupture
 - 4.16 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb
 - 4.17 Maillage du modèle :(a) – vue d’ensemble, (b) – zoom sur le pourtour de la plaque
 - 4.18 Génération des contraintes initiales
 - 4.19 Résultat de la modélisation de l’essai de chargement
 - 4.20 Résultat début de l’essai de plaque
 - 4.21 Isovaleurs des déplacements autour de la plaque
 - 4.22 Courbe charge déplacement de la modélisation des essais de plaque
 - 4.23 L’Influence de la variation de la cohésion C sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)
 - 4.24 Courbe charge déplacement vertical de la modélisation des essais de plaque
 - 4.25 L’Influence de la variation de l’angle de frottement ϕ sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)
 - 4.26 L’Influence de module de Young sur la courbe chargement déplacement (essai de plaque)
 - 4.27 L’Influence de la variation de Module de d’Young E sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)
 - 4.28 L’Influence de coefficient de Poisson sur la courbe chargement déplacement (essai de plaque)
 - 4.29 L’Influence de la variation de coefficient de Poisson sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)
 - 4.30 L’Influence de la variation de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur le courbe chargement déplacement (essai de plaque)
 - 4.31 L’Influence de la variation de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre
1.1	Contrainte verticale en fonction de la profondeur
1.2	coefficients d'équivalence pour chaque matériau
1.3	Détermination de la classe de trafic
1.4	Détermination de la classe du sol
1.5	Structure de la chaussée
2.1	Epaisseur préconisée de couche de forme(en m) et de plate-forme obtenue (SETRA et LCPC, 1998)
2.2	class de portance de la plate-forme support de chaussée (SETRA et LCPC, 1998).
2.3	pente transversale minimale conseillée pour la plate-forme support de la chaussée (SETRA et LCPC, 1998).
2.4	Utilisation des matériels lors du terrassement (LCPC et SETRA, 2000)
3.1	résultats des essais en laboratoire pour le premier échantillon
3.2	résultats des essais en laboratoire pour le deuxième échantillon
3.3	résultats des essais en laboratoire pour le troisième échantillon
3.4	résultats des essais en laboratoire pour le quatrième échantillon
3.5	résultats d'essai Proctor pour le premier échantillon
3.6	résultats d'essai Proctor pour le deuxième échantillon
3.7	résultats d'essai Proctor pour le troisième échantillon
3.8	résultats d'essai Proctor pour le quatrième échantillon
3.9	résultats d'essai Proctor pou les différents échantillons
3.10	résultats d'essai Gammadensimètre
3.11	essai de plaque pour le premier échantillon

-
- 4.1 Minimum requis pour la vérification selon le CCTP
 - 4.2 Propriétés des remblais et des interfaces
 - 4.3 Résultats des essais de plaque avec la variation de la cohésion C
 - 4.4 Résultats des essais de plaque avec la variation d'Angle De Frottement ϕ
 - 4.5 Résultats des essais de plaque avec la variation de module d'Young E
 - 4.6 Résultats des essais de plaque avec la variation de coefficient de Poisson
 - 4.7 l'influence de hauteur de remblai
 - 4.8 L'Ecart entre la simulation numérique et expérimentale
-
- A.1 Classe A : sols fins
 - A.2 Classe B : sols sableux ou graveleux avec fines
 - A.3 Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,
 - A.4 Classe D : sols insensibles à l'eau.
 - A.5 Classe R : matériaux rocheux (évolutifs et non évolutifs).
 - A.6 Classe F : sols organiques, sous produits industriels.
 - A.7 Classe D : tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature

INTRODUCTION GENERALE

La région du Nord d'Afrique et en particulier l'Algérie a connu une forte croissance socio économique d'où une demande croissante et rapide dans le déplacement surtout après l'indépendance, où l'Algérie est devenue une zone commerciale importante. Il est à signaler qu'environ 85% des volumes d'échanges (marchandises + voyageurs) en Algérie, se font par la route,

L'augmentation de la circulation a été extrême rapide dans les grandes villes au cours des dernières années, production de l'augmentation rapide du parc automobile ce qui induit un flux migratoire arrivant au d'autres villes et autre pays, de capacité d'accueil de 40 000 à 50 000 Véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen.

L'Algérie étant donné de l'importance des surfaces pour les infrastructures routières (Autoroute Est/Ouest 1216 Km), qu'y assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles en touchant directement 24 wilayas.

L'Autoroute Est-Ouest et les principales agglomérations de plus de 100 000 habitants du nord du pays, est considérée comme axe routier stratégique pour l'Algérie, les procédés de réalisation de chaussées ne peuvent être que économiques, toute fois, comme il faut que ces chaussées résistent à des efforts élevés et répétés induits par le trafic, cependant l'ingénieur doit vérifier que les contraintes et les déformations engendrées a l'intérieur de la chaussée et transmises à l'infrastructure soient en dessous des valeurs tolérables par les matériaux, à cet effet les matériaux utilisés devront être résistants.



Fig. A.1 : Axes du projet d'Autoroute Est - Ouest (1216 Km)

Cependant, le but principal de cette recherche est : l'identification et l'analyse des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la réalisation de l'autoroute Est/Ouest tronçon Constantine-Annaba, et la modélisation numérique de l'essai de plaque par la méthode des éléments finis.

Le plan de travail de ce mémoire est structuré comme suit :

Le chapitre 1 : présente un aperçu bibliographique sur la réalisation des chaussées et des différentes structures avec les méthodes de dimensionnement des corps de chaussées, cet aperçu est finalisé par l'application au projet autoroute Est/Ouest Algérie ;

Le chapitre 2 : est réservé pour la classification et les conditions d'utilisation des matériaux dans la construction des remblais et des couches de forme, (étude géotechnique routière) et présente les différents essais sur les chaussées avec la classification des matériaux d'après la norme NF P11-300, dans ce même chapitre on a présenté l'analyse des différents paramètres de classification des sols (paramètres d'identification ou de nature, d'état et de comportement mécanique), ainsi les condition d'utilisation des matériaux pour les remblais et les couches de forme ;

Le chapitre 3 : expose l'étude expérimentale (caractérisation et analyses des matériaux utilisés pour la réalisation des chaussées autoroute est Est/Ouest Algérie tronçon Constantine-Annaba), une série d'essais a été réalisée au laboratoire suivant les normes pour l'identification des paramètres géotechniques routier et classification des matériaux à savoir (teneur en eau, analyse granulométrie, limite de plasticité, bleu méthylène, équivalent de sable, Proctor et, essai de cisaillement) et d'autre essais sur site pour contrôler l'exécution des remblais à savoir (gammadensimètre, essai de plaque) ;

Le chapitre 4 : présente la modélisation numérique de l'essai de plaque par la méthode des éléments finis, un aperçu sur le code éléments finis *PLAXIS* ; les modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS*, avec une étude paramétrique à savoir, Influence des paramètres géotechniques (cohésion c , L'Angle de frottement ϕ , module d'Young E , coefficient de Poisson ν , coefficient de pression des terres au repos K_0), l'écart entre la simulation numérique et expérimentale, les paramètres géométriques du remblai ;

Enfin, les Conclusions tirées de la présente étude ont été présentées, ainsi que les perspectives.

Chapitre 1 - APERCU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA REALISATION DES CHAUSSEES

1.1. Introduction

Rappelons le fonctionnement d'une chaussée sur le plan général. Ceci permet de souligner les règles fondamentales pour concevoir et dimensionner une route, mais aussi les spécifications requises pour les matériaux routiers, et le soin à apporter à leur mise en œuvre.

L'influence de ces règles fondamentales sur la durabilité de la chaussée, est primordiale [1].

De tout temps, on a eu besoin de circuler. Mais, les « routes » ne furent guère que des pistes plus ou moins sommaires permettant de joindre des villes, villages ou hameaux, sans empiéter sur les prairies ou terres cultivées. La route ne différait alors pas tellement des surfaces qui la bordaient.

Il est vrai qu'on circulait aisément sur des pistes bien nivelées quand les conditions climatiques étaient favorables, mais en période de pluie, les sols mouillés devenaient glissants ou se transformaient en bourbiers.

On entreprit alors d'étaler, aux endroits les plus mauvais, des lits de pierres dont le mérite était d'être moins sensible à l'eau.

L'idée du matelas de pierres a duré de nombreux siècles. Elle s'est développée à l'époque des Romains pour donner naissance à la « chaussée romaine » : le dallage.

Plus tard, la route empierrée « macadam » a fait son apparition et avec elle, les premières spécifications pour l'exécution d'une bonne route.

Avec le développement des engins lourds au début du XX^e siècle, les premiers problèmes ont surgi:

- apparition de nids de poule,

- poinçonnement du hérisson et effondrement de la chaussée aux premières pluies.

La structure de la chaussée était donc mal adaptée. Une mutation s'imposait pour aboutir à une route moderne. Elle a été initiée par l'emploi des matériaux à granulométrie continue et de calibre déterminé et puis avec l'émergence des matériaux traités au ciment[2].

Le poids du véhicule est transmis au sol, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques.

D'une manière générale, les sols ne peuvent supporter sans dommage de telles pressions. Si le sol n'est pas assez porteur, le pneu comprime le sol et il se forme une ornière (Fig.1.1).

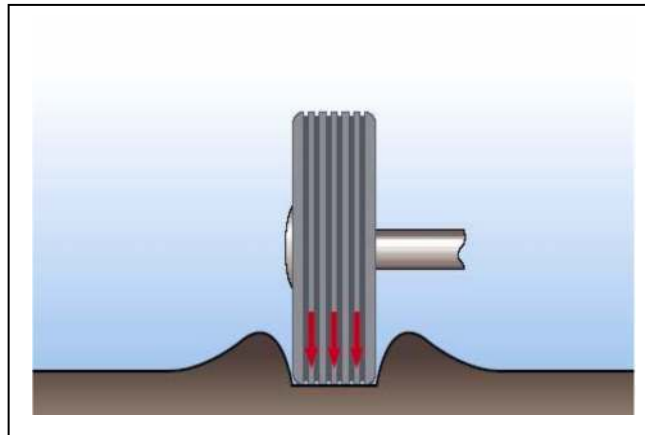


Fig.1.1 : Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol

Si le sol est porteur, il se passe deux choses imperceptibles mais qu'il faut bien comprendre (Fig.1.2).

- Le sol s'affaisse sous le pneu. C'est la déformation totale : W_t .
- Lorsque la roue s'éloigne, le sol remonte mais pas totalement : il reste une déformation résiduelle: W_r , La différence $d = W_t - W_r$ s'appelle la « *déflexion* »

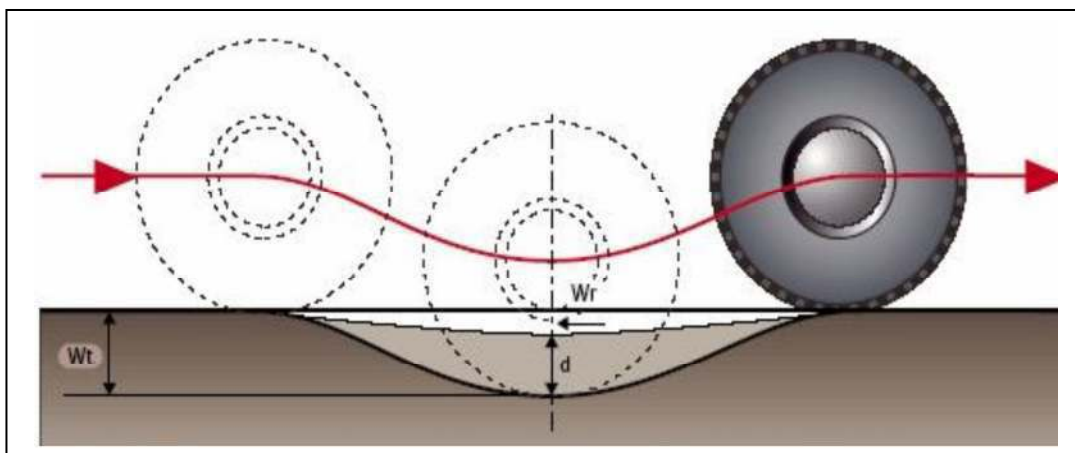


Fig.1.2 : Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge

- La déflexion « d » est proportionnelle à la charge appliquée. Elle est pratiquement constante si l'on répète l'application de cette charge des milliers de fois.
- L'orniérage est la déformation résiduelle « W_r » qui s'accroît au fur et à mesure des passages des véhicules et proportionnellement à leur charges [2].

Dans une couche granulaire non liée, les grains constitutifs restent indépendants les uns des autres. Sous l'action d'une charge, cette couche travaille principalement en compression, c'est-à-dire

qu'elle transmet au sol sous-jacent la totalité de la charge en la répartissant d'une façon non uniforme. La pression la plus importante se situe en dessous de la charge.

Pour schématiser le phénomène, imaginons un empilement de pierres identiques, ou même de billes.

Pour schématiser le phénomène, considérons une charge p sur une bille.

Celle-ci va transmettre $p/2$ à chacune des deux billes de la couche sous-jacente.

Sur les trois billes de la 3e rangée, il y aura successivement : $p/4$ $2p/4$ $p/4$

Sur les quatre billes de la 4e rangée, il y aura : $p/8$ $3p/8$ $3p/8$ $p/8$ et ainsi de suite.

On voit qu'à la n ème rangée, il y a une répartition en cloche qui correspond à un étalement de la charge p (Fig. 1.3).

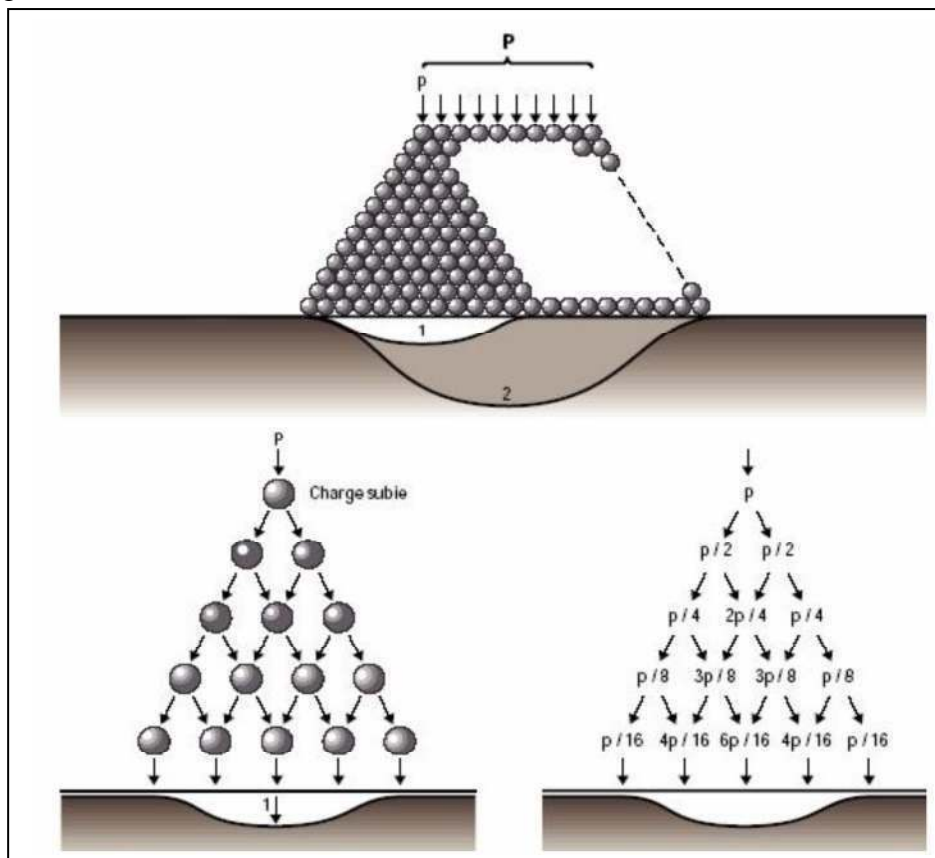


Fig.1.3 : Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel

Mais, à l'interface couche granulaire-sol, on peut constater que la somme des charges réparties est égale à la charge p . Sous l'action d'une charge, une couche granulaire non liée travaille principalement en compression. La pression la plus élevée se situe à la verticale de la charge.

Pour dimensionner une couche granulaire, c'est-à-dire définir son épaisseur, il faut que la pression verticale maximale transmise au sol sous-jacent soit inférieure à la portance du sol.

Celle-ci est, en règle générale, appréciée par l'essai CBR (Californian Bearing Ratio) [3].

Sous l'effet de passages répétés de charges, la couche granulaire se comporte comme un sol

- a) elle à une déflexion,
- b) elle a donc une déformation résiduelle qui augmente en fonction des passages répétés des charges et finit par provoquer de l'orniérage.

1.2. Différentes couches constitue le corps de chaussée

1.2.1. Introduction

Rappelons que le rôle d'une chaussée est de reporter sur le sol support, en les répartissant convenablement, les efforts dus au trafic. La chaussée doit avoir une épaisseur telle que la pression verticale transmise au sol soit suffisamment faible afin que celui-ci puisse la supporter sans dégradation. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes [2].

En général, on rencontre les couches suivantes à partir du sol (Fig.1.4) :

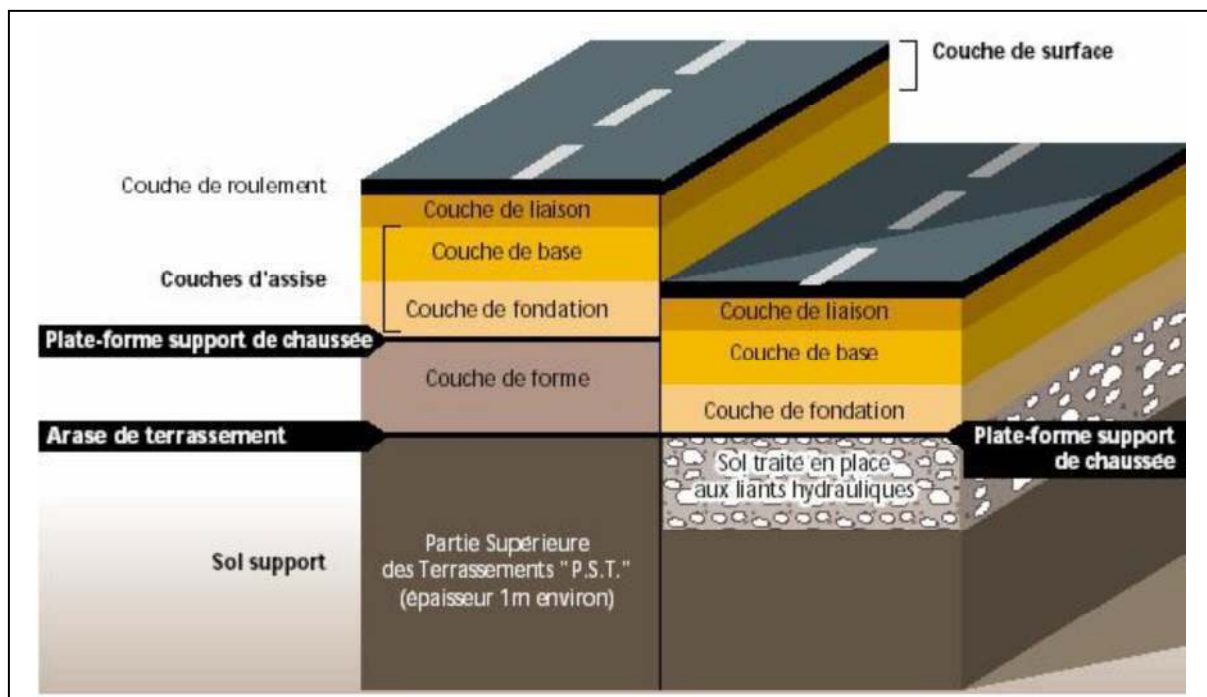


Fig.1.4 : les différentes couches qui constituent la structure de la chaussée

1.2.2. Couche de Surface

La couche de base est recouverte par une couche de surface pour :

- **Résister aux efforts horizontaux des pneumatiques**, En effet, les pneumatiques exercent sur la chaussée des efforts horizontaux résultant de la transmission de l'effort

moteur (accélération), la mise en rotation des roues non motrices, et la transmission de l'effort de freinage.

- **S'opposer à la pénétration de l'eau**, Il est important d'empêcher l'eau de pénétrer dans les couches de la chaussée, Les conséquences sont connues, elle délie les granulats, elle ramollit les sols fins, faisant chuter leur portance.

1.2.3. Couche de base

La construction de cette couche doit faire l'objet d'une attention toute spéciale: le matériau utilisé dans cette couche doit pouvoir résister aux contraintes résultant du trafic.

1.2.4. Couche de fondation

La construction de cette couche ne pose pas de problème particulier. La plupart des matériaux routiers conviennent.

1.2.5. Couche de Forme

On peut rencontrer dans un même projet des sols de caractéristiques très variables. Afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol, on est amené à interposer, entre le sol support et les couches de chaussée, un élément de transition qui peut être constitué soit de matériaux grenus roulés ou concassés, soit de matériaux traités aux liants hydrauliques. Il est appelé couche de forme [2].

1.2.6. La partie supérieure des terrassements (PST)

est la zone supérieure, d'environ 1 mètre, des terrains en place (cas des déblais) ou des matériaux rapportés (cas des remblais). La plate-forme de la PST est l'arase de terrassement AR (Fig.1.5).

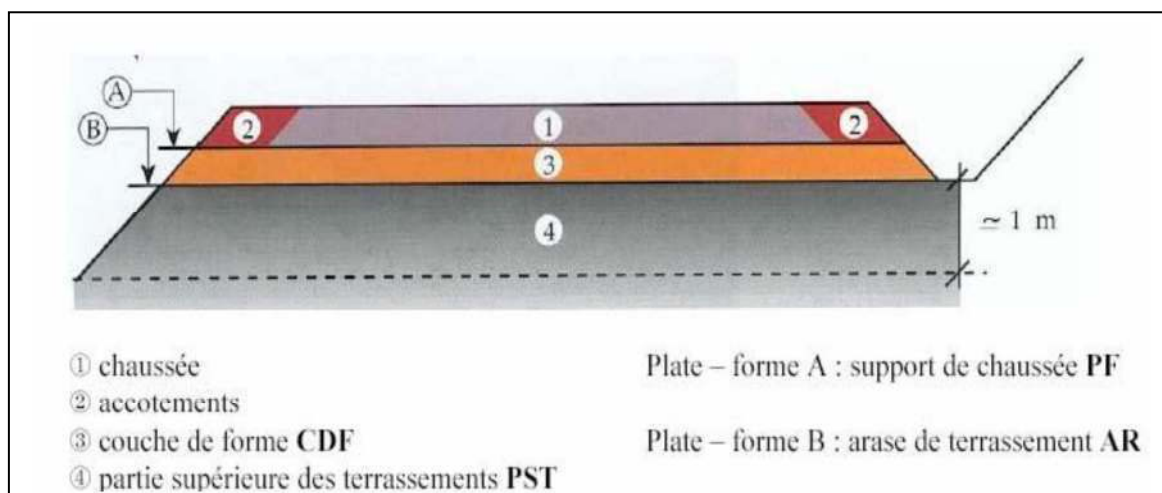


Fig.1.5 : Définitions des termes de l'ensemble de la chaussée

1.3. Structure de chaussée

1.3.1. Introduction

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les trois différents types de structures suivants : chaussée souples, chaussées semi-rigides, chaussées rigides.

1.3.2. Chaussées souples

C'est une structure de chaussée dans laquelle l'ensemble des couches liées qui la constituent, sont traitées aux liants hydrocarbonés. La couche de fondation et/ou la couche de base peuvent être constituées de grave non traitée. la structure type est illustrée sur la Fig.1.6

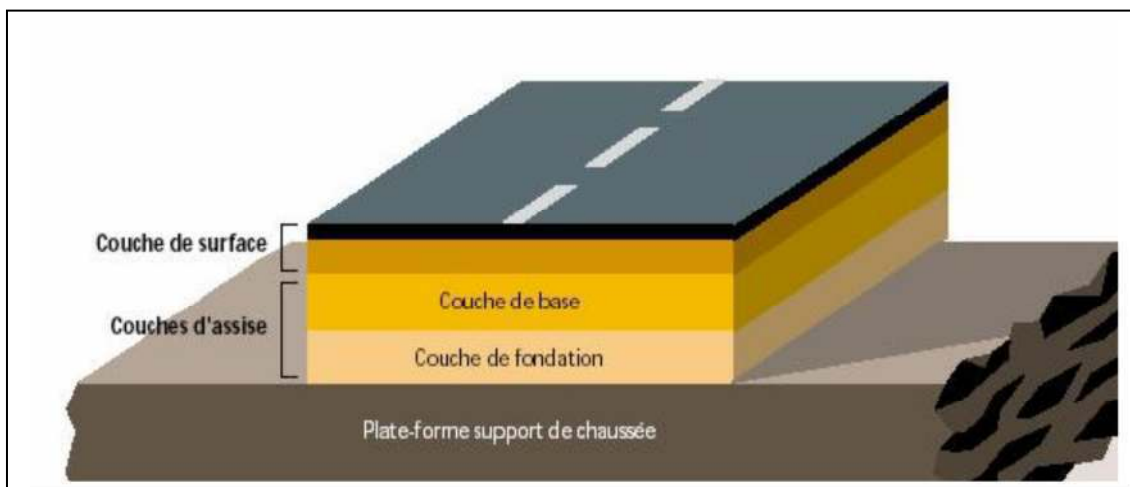


Fig.1.6 : Structure type d'une chaussée souple

1.3.3. Chaussées semi-rigides

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation).

la structure-type est illustrée sur la Fig. 1.7.

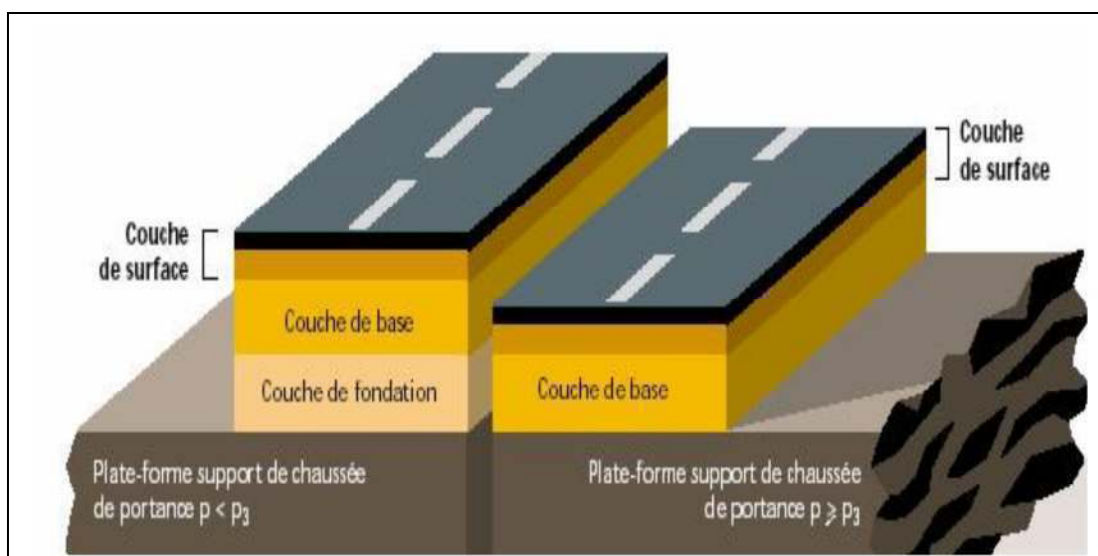


Fig.1.7 : Structure type d'une chaussée semi-rigide

1.3.4. Chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide.

En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol, les couches suivantes : une couche de forme, couche de fondation, et couche de roulement en béton de ciment.

la couche de fondation n'est pas nécessaire. La dalle en Béton de Ciment peut ainsi être réalisée directement sur l'arase terrassement ou sur la plate-forme support de chaussée (Fig. 1.8).

Dans la chaussée rigide, la couche de surface et la couche de base sont confondues.

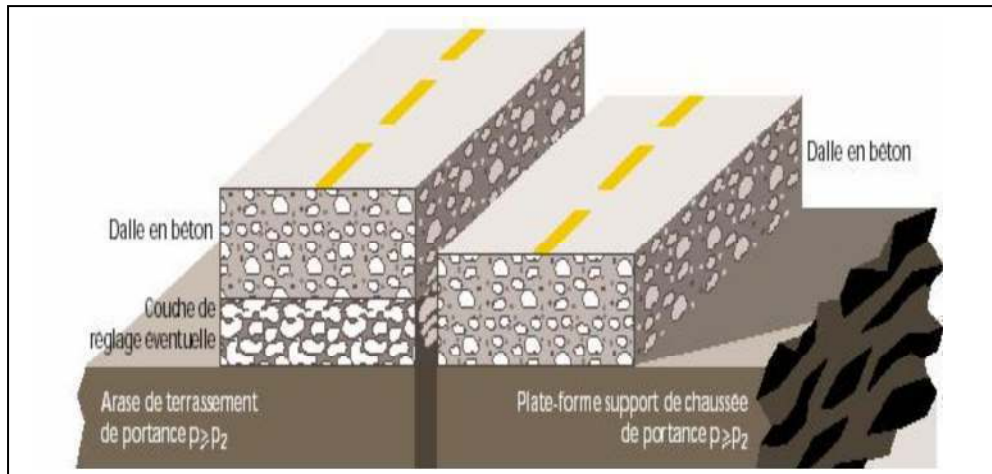


Fig.1.8 : Structure type d'une chaussée rigide

1.4. Trafic

Le trafic constitue un élément essentiel du dimensionnement des chaussées. Le poids des véhicules est transmis à la chaussée, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques. Pour une automobile, cette pression est de l'ordre de 0,2 MPa. Mais, elle est de l'ordre de 0,66MPa sous une roue de camion (Fig.1.9) [4].

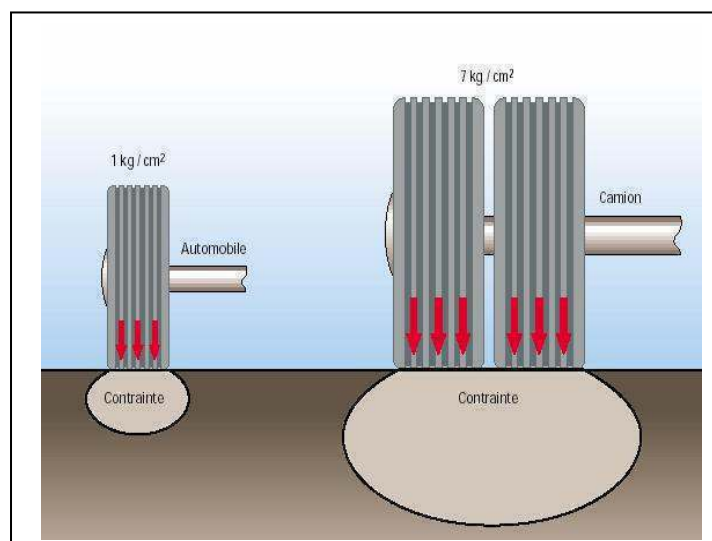


Fig.1.9 : Schéma de principe illustrant les agressivités respectives vis-à-vis de la chaussée d'un véhicule léger et d'un poids lourd

Les matériaux situés sous les roues subissent des efforts très différents lorsque passe une voiture ou lorsque passe un camion. Seul ce dernier est pris en compte pour déterminer les classes de trafic.

1.5. Compactage des matériaux

1.5.1. Définition

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et organiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage *in situ*) (Makhaly BA, 2008 ; Kabre, 1991 *in* Gaye, 1995) [37].

1.5.2. Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages

Le compactage met le matériau dans un état suffisamment serré de telle sorte qu'un tassement ultérieur soit impossible ou peu important. Les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuant ainsi l'attrition. En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides.

Le compactage entraîne une élévation des caractéristiques mécaniques. En effet, le resserrement des grains augmente le nombre de contacts entre eux et par conséquent leur frottement. L'angle de frottement interne et la cohésion en sont accrus. Il y a également augmentation considérable du module de déformation (Makhaly BA, 2008 ; Kabre, 1991 *in* Gaye, 1995) [37].

1.5.3. Paramètres influents du compactage

1.5.3.1. Teneur en eau

L'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor (Tchouani Nana, J.M. ; Callaud, M., 2004).

En effet pour une énergie de compactage donnée, si l'on fait varier la teneur en eau w et l'on représente graphiquement la variation du poids volumique sec γ_d en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui présente un maximum appelé Optimum Proctor séparant de gauche à droite la branche sèche et la branche humide.

Lorsque la teneur en eau est raisonnable, l'eau joue un rôle de lubrifiant et la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un maximum (branche sèche). Par contre lorsque la teneur

en eau est élevée (branche humide), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage. Elle occupe la place des grains solides et aucun tassement n'est possible [37].

1.5.3.2. Nature du matériau

Le comportement et les sollicitations développés par les matériaux sont plus ou moins fonction de leur nature. De façon générale, la courbe Proctor est très aplatie pour les sables et par contre présente un maximum très marqué pour les argiles plastiques (Tchouani Nana, J.M. ; Callaud, M., 2004).

Pour les matériaux à courbe Proctor aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Ces matériaux sont peu sensibles à l'eau mais il est souvent difficile d'améliorer leurs caractéristiques (énergie de compactage à fournir plus importante).

1.5.3.3. Energie de compactage

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues.

Khaye ; Machet ; Morel (1979) *in* Gaye (1995) montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage.

Martinez (1980) *in* Gaye (1995) remarque que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui n'atteignent pas les charges de rupture peut être de trois types :

- Adaptation : l'énergie dissipée et la déformation permanente sont nulles. La réponse du matériau est réversible et élastique,
- Accommodation : les déformations permanentes sont stabilisées et l'énergie dissipée n'est pas nulle (phénomène d'hystérésis). La réponse réversible est non linéaire ;
- Rochet : l'énergie dissipée et les déformations permanentes augmentent avec la sollicitation jusqu'à la stabilisation ou la rupture (déformation plastique) [37].

1.5.3.4. L'Angularité, la forme, la granularité et le pourcentage des fines

Des matériaux très anguleux se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage.

Arquie ; Morel (1988) *in* Gaye (1995) montrent qu'un matériau ayant une bonne granularité aura une densité maximale plus élevée qu'un matériau creux ou ayant un excès de sable. Kabre (1991) *in* Gaye (1995) indique que la compacité augmente avec le coefficient d'uniformité

$$C_U = D \frac{60}{D_{10}}$$

D_{60} et D_{10} sont les diamètres des tamis qui laissent passer respectivement 60 % et 10 % du matériau.

Machet *et* Morel (1980) *in* Gaye (1995) trouvent que pour une énergie de compactage donnée, l'indice des vides décroît avec le pourcentage d'éléments fins (< 80µm) [37].

1.5.3.5. Sol-Support

Pour une même épaisseur de matériau, un support plus rigide conduit à des densités plus élevées. Les sollicitations développées par un rouleau vibrant sont considérablement influencées par les caractéristiques du sol-support, (Makhaly BA, 2008 ; Kabre, 1991 *in* Gaye, 1995).

1.6. Contrôle de compactage

1.6.1. Introduction

Le contrôle du compactage des matériaux de fondation (infrastructure et superstructure) et le dimensionnement, qui découlent actuellement du module sous EV résultant de l'essai de charge statique avec plaque a effectuée selon la norme **NF P 94-117-1**, et du module de déformation dynamique à la Dynaplaque NF P 94-117-2.

En effet, les appareils de mesures utilisés pour le contrôle de compactage des matériaux sont classés en deux catégories bien distinctes :

- Les appareils statiques tels que l'appareil à essai de plaque EV et la poutre Benkelman.
- Les appareils dynamiques qui englobent le réflectomètre à masse tombante (FWD), Dynaplaque 2 et vibreur vibraflect [17].

1.6.2. Essai de plaque

1.6.2.1. Domaine d'application

Cette essai est utilisée lors des travaux de terrassement et de fondation. Elle est applicable pour le contrôle du compactage des sols ainsi que comme base pour le dimensionnement à la portance des routes, des voies ferrées, des places d'aviation et d'autres ouvrages.

1.6.2.2. But

L'essai de plaque permet de déterminer des courbes charge-tassement, afin d'évaluer la déformabilité et la portance des sols. Les modules de déformation EV_1 , correspondant à un premier chargement, et EV_2 , correspondant à un deuxième chargement, peuvent être déterminés à partir des courbes charge-tassement [17].

1.6.2.3. Execution de l'essai

lors de l'essai, on mesure les tassements d'une plaque circulaire de 2827,4 cm² (diametre 600mm). Les processus repetes de chargement et de dechargement sont executes à l'aide d'un dispositif de mise en charge. Les contraintes moyennes sous la plaque et les tassements correspondants aux differents paliers de charge sont representes dans un diagramme charge-tassement.

1.6.2.4. Modules de deformation

Les modules de deformation EV1 comme les modules EV2 sont des valeurs caracteristiques de la deformabilite des sols. La valeur EV est calculee par la relation suivante :

$$EV = 0,75 \cdot \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta S_i} \cdot D \quad (MN \cdot m^{-2})$$

$\Delta\sigma_i$: difference de la contrainte normale transmise au sol par la plaque entre deux palier (MPa).

D : diametre de la plaque en mm.

ΔS_i : difference des tassement de la plaque (mm), correspondant aux variations de contraintes $\Delta\sigma_i$.

1.6.2.5. Courbe charge-tassement

Les différent points de mesure des cycles de chargement et de déchargement seront représentés par une courbe lissée (voir Fig.1.10.).

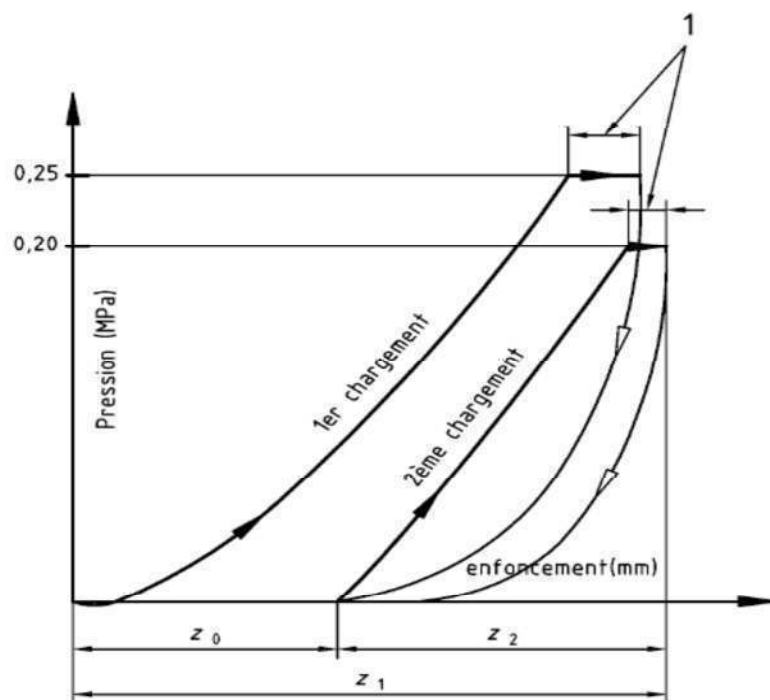


Fig.1.10. Schéma de principe des cycles de chargement
appliqués sur la plaque durant l'essai [34]

les courbes sont définies par un polynôme du deuxième degré dont les constantes seront tirées des valeurs mesurées par la méthode des moindres carrés (régression).

$$S = a_0 + a_1\sigma + a_2\sigma^2$$

σ : contrainte normale moyenne sous la plaque (MPa)

S : tassement au centre de la plaque en (mm)

a_0, a_1, a_2 : constantes du polynôme de deuxième degré

1.7. Méthode théorique

1.7.1. Théories de l'élasticité

L'une des fonctions principales de chaussée est de distribuer la charge induite par le trafic.

L'ingénieur doit donc pouvoir vérifier que les contraintes et déformations engendrées à l'intérieur de la chaussée et transmises à l'infrastructure sont en deçà des valeurs tolérables par les matériaux.

À l'instar des matériaux qui la composent, les chaussées subissent des déformations qui sont principalement élastiques, mais aussi plastiques et visqueuses.

Par souci de simplicité, la plupart des méthodes de calcul de la réponse mécanique de la chaussée sont basées sur des hypothèses simplificatrices :

- charge idéalisée
- comportement linéaire élastique des matériaux
- couches constituées de matériaux homogènes et isotropes

Boussinesq calcule la distribution des contraintes et déformations dans un massif uniforme sous une charge ponctuelle ou distribuée sur une plaque souple [17].

1.7.2. Modèle de Boussinesq

1.7.2.1. Contraintes

Boussinesq calcule les contraintes verticales et radiales (sous le centre de la plaque) à la profondeur « z », résultant de la charge $\bar{\sigma}_0$ appliquée uniformément sur une plaque de rayon « r »

Fig.1.11, l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur est :

$$\sigma_1 = \sigma_0 \left[1 - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\sigma_1 = \sigma_0 \left[(1 + 2\mu) - \frac{2(1 + \mu)z}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\sigma_1 = \sigma_0 J \quad , \quad \text{avec : } J = 1 - \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}}$$

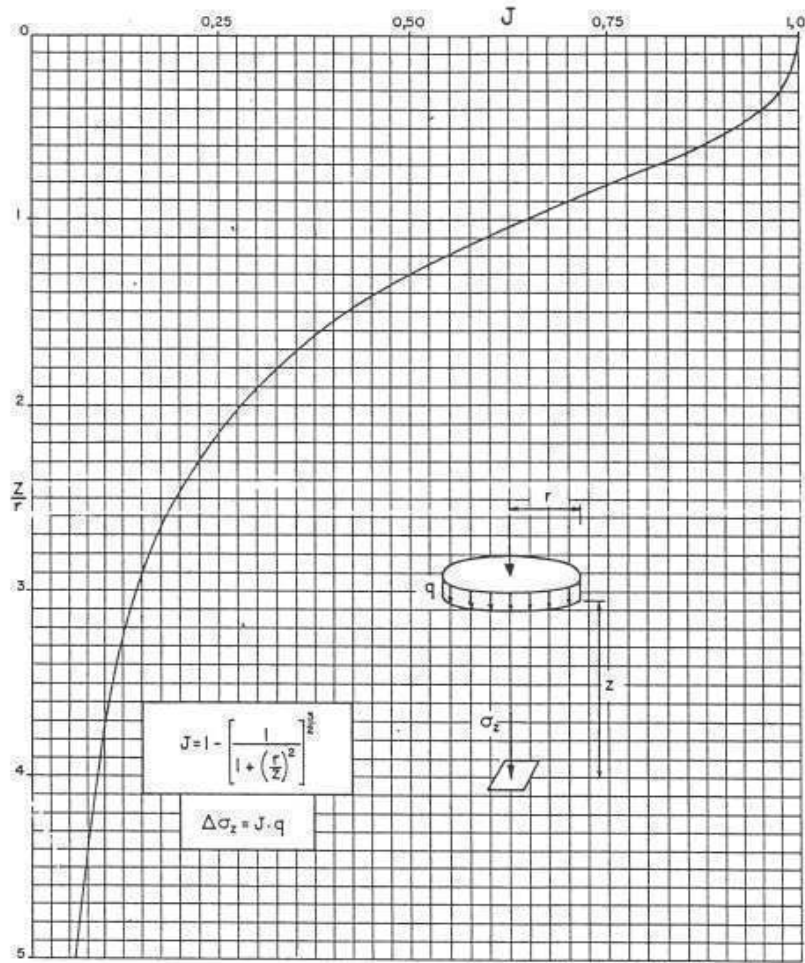


Fig.1.11 : Contrainte verticale en fonction de la profondeur

Les contraintes verticales en fonction de la profondeur sont présentées dans le tableau .1.1et la fig.1.12

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Z(m)	0,01	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
r/Z	30,00	3,00	1,50	1,00	0,75	0,60	0,50	0,43	0,38	0,33	0,30
Z/r	0,03	0,33	0,67	1,00	1,33	1,67	2,00	2,33	2,67	3,00	3,33
J	1,000	0,968	0,829	0,646	0,488	0,369	0,284	0,223	0,179	0,146	0,121
Δσ(MPa)	0,250	0,242	0,207	0,162	0,122	0,092	0,071	0,056	0,045	0,037	0,030
Δσ(MPa)	0,200	0,194	0,166	0,129	0,098	0,074	0,057	0,045	0,036	0,029	0,024

Tab. 1.1 : Contrainte verticale en fonction de la profondeur pour pression 0,25 et 0,2MPa

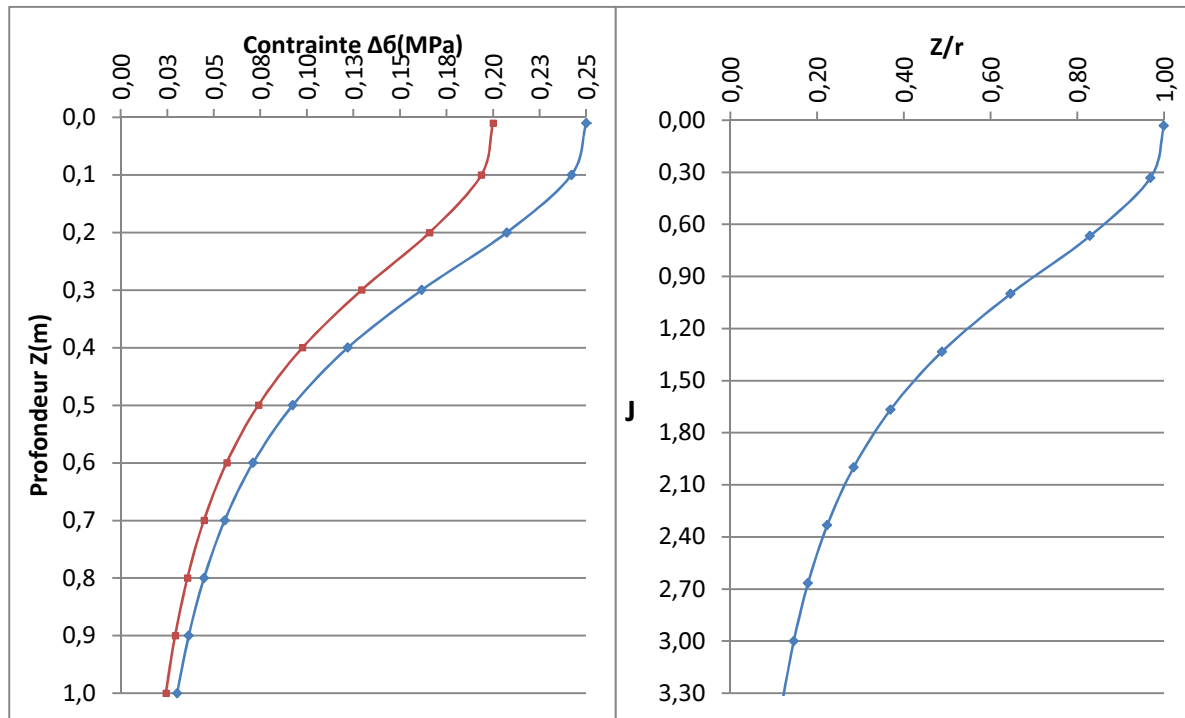


Fig.1.12 : l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur pour pression 0,25 et 0,2MPa

1.7.2.2. Déformations

Boussinesq calcule les déformations verticales et radiales à la profondeur « z », résultant de la charge σ_0 appliquée uniformément sur une plaque de rayon « r » [17]

$$\varepsilon_1 = \frac{(1 + \mu) \sigma_0}{E} \left[(1 - 2\mu) + \frac{2\mu z}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\varepsilon_1 = \frac{(1 + \mu) \sigma_0}{2E} \left[(1 - 2\mu) - \frac{2(1 - \mu)z}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

1.7.2.3. Déflexion

Boussinesq calcule la déflexion verticale (sous le centre de la plaque) à la profondeur « z » (dz) et en surface (d_0) résultant de la charge σ_0 appliquée uniformément sur une plaque de rayon « a »

$$d_1 = \frac{k(1 - \mu^2) \sigma_0 r}{E}$$

$$d_1 = \frac{(1 + \mu) \sigma_0 r}{E} \left[\frac{r}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{1 - 2\mu}{r} - \left((r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} - z \right) \right]$$

k : coefficient = 2 pour une plaque articulée et $\pi/2$ pour une plaque rigide

μ : coefficient de poisson

$\bar{\sigma}_0$: contrainte de compression sous la plaque (MPa)

r : rayon de la plaque (m)

d_0 : déflexion(m)

Le calcul du module élastique de Boussinesq pour une charge circulaire est basé sur la déflexion centrale d_0 comme le montre la formule suivante :

$$E = k \frac{(1 - \nu^2) \cdot \bar{\sigma}_0 \cdot r}{d_0} \text{ (MPa)}$$

Le module de compressibilité EV est l'homologue d'un module d'élasticité [17], c'est donc une caractéristique du sol. Ce module est relié directement avec le module d'élasticité E et le coefficient de poisson ν par la formule suivante :

$$E = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) EV$$

$$E = 0,71 EV \text{ pour } \nu = 0,3$$

Le module de compressibilité varie pratiquement entre $EV=1000(\text{KN/m}^2)$ pour des sols très déformables et $EV= 300.000(\text{KN/m}^2)$ pour des sols sables et graviers très compacts [5].

1.8. Méthodes de dimensionnement des corps chaussées

1.8.1. Introduction

Pour la détermination de l'épaisseur de cours de chaussée, il faut commencer par l'étude du sol. La méthode utilisée par les bureaux d'études qui sont empiriques et basées sur :

- i. la détermination de l'indice portant du sol.
- ii. Appréciation du trafic composite.
- iii. Utilisation d'abaque ou formule pour déterminer l'épaisseur de chaussée.

On distingue deux méthodes approches (Les méthodes empiriques et semi empiriques)

Ces méthodes s'appuient sur trois paramètres :

- i. La force portante : Obtenue par les différents essais géotechniques ;
- ii. Le trafic : Charge par voie, pression de gonflage et répétition des charges ;
- iii. Caractéristiques mécaniques des différents matériaux constituant les couches [9].

1.8.2. Method C.B.R (California – Bearing – Ratio)

C'est une méthode (semi-empirique), elle se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon de sol support en compactant les éprouvettes de (90 à 100°) de l'O.P.M. les abaques qui donnent l'épaisseur «e» des chaussées en fonction des pneus et du nombre de répétitions des charges, tout en tenant compte de l'influence du trafic.

L'épaisseur de la chaussée, obtenue par la formule CBR améliorée, correspond à un matériau bien défini (grave propre bien graduée). Pour ce matériau, le coefficient d'équivalence est égal à 1.

Et pour les qualités différentes, il faudra utiliser le coefficient (e_i), tel que : $e = \sum a_i e_i$

a_i : coefficient d'équivalence de chacun de matériau à utiliser.

Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau sont présentés dans le tableau .1.2

Matériaux Utilisées	Coefficient d'Équivalence
Béton bitumineux – enrobé dense	2.00
Grave bitume	1.70
Grave ciment – grave laitier	1.50
Sable ciment	1.00 à 1.20
Grave concassée ou gravier	1.00
Grave roulée – grave sableuse – T.V.O	0.75
Sable	0.50
Grave bitume	1.60 à 1.70
Tuf	0.60

Tab. 1.2 : coefficients d'équivalence pour chaque matériau

1.8.3. Méthode A.A.S.H.O

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.

1.8. 4. Méthode de ASPHALT INSTITUTE

Basée sur les résultats obtenus des essais «AASHO » on prend en considération le trafic composite par échelle de facteur d'équivalence et utilise un indice de structure tenant compte de la nature des diverses couches.L'épaisseur sera déterminée en utilisant l'abaque de l'asphalte institutes.

1.8. 5. Méthode du catalogue des structures

Catalogue des structures type neuf est établi par «SETRA »

Il distingue les structures de chaussées suivant les matériaux employés (GNT, SL, GC, SB).

Il considère également quatre classes de trafic selon leur importance, allant de 200 à 1500 Véh/J.

Il tient compte des caractéristiques géotechniques du sol de fondation.

Il se présente sous la forme d'un jeu de fiches classées en deux paramètres de données :

- Trafic cumule de poids lourds à la 20^{ème} année Tj.
- Les caractéristiques de sol (Sj).

Classe de trafic	Trafic poids lourds cumule sur 20 ans
T ₁	$T < 7.3 \cdot 10^5$
T ₂	$7.3 \cdot 10^5 < T < 2 \cdot 10^5$
T ₃	$2 \cdot 10^6 < T < 7.3 \cdot 10^6$
T ₄	$7.3 \cdot 10^6 < T < 4 \cdot 10^7$
T ₅	$T > 4 \cdot 10^7$

Tab. 1.3 : Détermination de la classe de trafic

Le trafic cumulé est donné par la formule suivante :

$$Te = Tpl [1 + (1+Z)^{n+1} / Z] \cdot 365$$

Avec :Tpl : trafic poids lourds à l'année de mise en service, Z : taux d'accroissement annuel.

Classe de sol	Indice C.B.R
S1	25-40
S2	10-25
S3	05-10
S4	<05

Tab. 1.4 : Détermination de la classe du sol

1.8. 6. Méthode LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées)

Cette méthode est dérivée des essais A.A.S.H.O, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent donnée par l'expression :

$$Teq = [TJMA. a [(1+Z)^n - 1] . 0.75. P. 365] / [(1+z) - 1] .$$

Avec :

Teq : trafic équivalent par essieu de 13t.

TJMA : trafic à la mise en service de la route.

a : coefficient qui dépend du nombre de voies.

Z : taux d'accroissement annuel.

n : durée de vie de la route.

p : pourcentage de poids lourds.

Une fois la valeur du trafic équivalent est déterminée, on cherche la valeur de l'épaisseur équivalente e (en fonction de Teq , I_{CBR}) à partir de l'abaque L.C.P.C.

L'abaque L.C.P.C est découpé en un certain nombre de zones pour lesquelles, il est recommandé en fonction de la nature et la qualité de la couche de base.

1.8. 7. Méthode du catalogue des structures algérien

Cette méthode découle du règlement algérien en B60 – B61, et elle consiste à déterminer la classe du trafic des poids lourds à la 20^{ème} année et de la classification du sol support. Une grille combinant ces deux paramètres permet au projecteur de trouver le type de chaussée qu'il devire suivant la disponibilité des matériaux aux environs.

1.8.8. Application au projet

1.8.8.1. Méthode de la conception (méthode LCPC)

La structure de chaussée est un des éléments majeurs du présent projet. Pour ce, et en raison du niveau de trafic élevé, les Consultants ont évalué les différentes alternatives de conception de la chaussée selon la méthode du LCPC.

L'organigramme du principe de la conception de la chaussée applicable à la méthode LCPC est donné sur la (Fig. 1.13) [10].

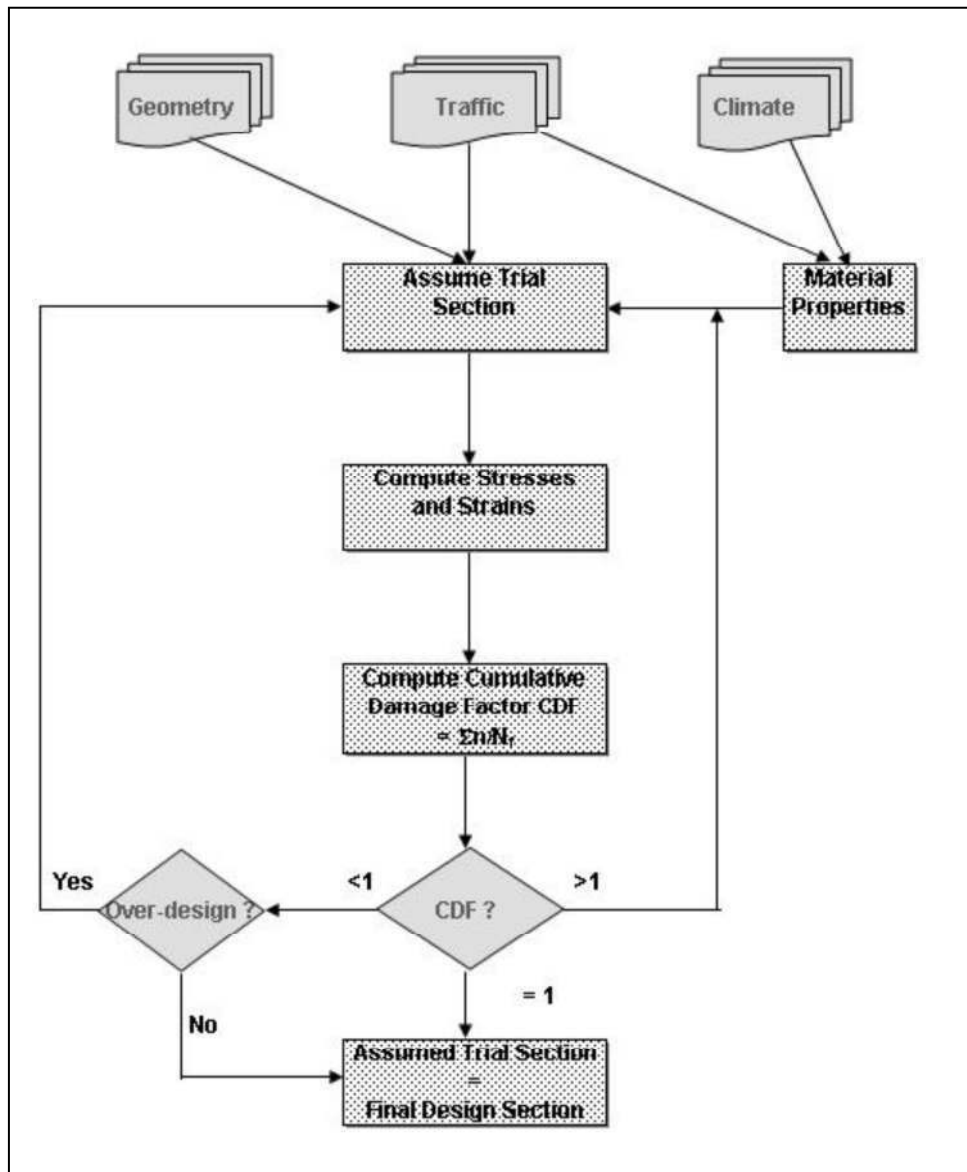


Fig.1.13 : Organigramme de la conception de la chaussée

La méthode LCPC est, essentiellement, une approche mécanistique pour le dimensionnement de la structure de la chaussée comme un système de couches avec différentes épaisseurs et propriétés mécaniques.

Les données d'entrée de calcul sont : la géométrie de la section (épaisseur des couches), la magnitude de la charge, les caractéristiques mécaniques des matériaux (module d'élasticité et coefficient de Poisson) et finalement la résistance de la couche support (classe de plateforme selon la méthode LCPC).

L'intérêt de la méthode LCPC réside dans la charge équivalente d'essieu utilisée (13 tonnes), comparé à l'AASHTO qui utilise 8.1 tonnes. La méthode LCPC suppose aussi une pression du pneu de 0.662 MPa (100 psi), comparée à l'AASHTO (égale à 85 psi). Ceci est en accord avec les

plus récents résultats de recherches et leurs recommandations pour les chaussées à hautes charges de trafic.

D'un autre coté la méthode de LCPC présente l'avantage de tenir compte de l'effet de la température. Ce paramètre est important vu les conditions climatiques de la région du projet. La température varie de 5°C pendant la saison froide jusqu'à 30°C durant la saison chaude.

Les paramètres des matériaux de la chaussée dans la méthode LCPC sont consistants avec ceux de la Norme Française NF.

Les couches de chaussée qui ont été évaluées sont : La couche de béton bitumineux (**BBSG**), la couche de grave bitume (**GB, 0/14 Classe 3**), et la couche de graves non traitées (**GNT type B**).

Les caractéristiques des matériaux de ces couches conditionnent le résultat de la conception.

La classe de Plateforme de la couche de forme selon le LCPC est prise comme classe "**PF 2+**" avec **E_v** (module de la couche de forme) de **80 MPa** après vérification de la couche de forme in situ, dans les déblais et les remblais, et de sa sensibilité pour les infiltrations d'eau. D'après le LCPC «une couche de forme » de 30 cm d'épaisseur est nécessaire pour justifier le choix de la classe **PF2+** comme défini ci-dessus, selon les conditions in situ de la plateforme le long de l'alignement. La couche de forme peut être sélectionnée a partir des matériaux excavés ou des gites d'emprunts.

Les types de matériaux qui peuvent être utilisés, selon le LCPC, sont les suivants : B31, C1B31, C2B31, D21, D31, R21, R41, et R 61.

Il est à considérer que dans certains secteurs localisés, où la couche de forme est instable et fortement susceptible aux infiltrations de l'eau, l'épaisseur de couche de forme peut être augmentée comme requis par la méthode de conception du LCPC pour réaliser la même classe **PF2+** de plateforme.

L'uniformité de classe de plateforme le long de l'alignement est considérée nécessaire pour réaliser une conception uniforme de la structure de chaussée pour les divers segments de l'alignement[10].

1.8.8.2. Principes du dimensionnement de la chaussée

La structure de chaussée est conçue comme un type de chaussée "**flexible**", avec les couches de béton bitumineux qui forment le squelette de la structure de chaussée et qui permettent de transmettre les charges de véhicules vers la couche de graves qui les transmet aux couches de fondation. Avec des charges aussi lourdes que celles prévues sur l'Autoroute d'Est-ouest, le calcul

peut mener à des couches bitumeuses épaisses (**BB+GB**) pour garantir un transfert progressif et certain des charges au sol de fondation.

Toutefois, les chaussées bitumeuses épaisses ne sont pas à recommander pour les chaussées soumises à des trafics lourds sous hautes températures et avec des vitesses lentes, cela revient à la susceptibilité des matières bitumeuses et leur tendance à se ramollir sous l'effet de ces conditions. Pour cette raison, la conception de la chaussée doit être optimisée pour limiter l'épaisseur de la couche de bitume à 25 cm - 26 cm en se basant sur une couche de graves de bonne qualité d'une épaisseur minimale de 50 cm pour distribuer les charges transmises au sol de fondation et prévenir une rupture par fatigue.

La méthode de conception française de LCPC tient compte d'un tel type de chaussée, avec la succession optimisée des couches.

En termes de précision de calcul, une valeur de 95% a été considérée pour les méthodes de dimensionnement utilisées. La méthode LCPC relie la précision de ces résultats à celle du niveau de trafic. Selon la valeur du trafic [10].

1.8.8.3. Résultats de la conception

Le Tableau 5.9 ci-dessous montre les résultats du dimensionnement de la structure de chaussée (voir calculs en Annexe F), ainsi que le niveau **d** trafic adopté. Ce dernier est établi en se basant sur les données de trafic et les taux d'accroissement indiqués dans les études APD existantes (un rapport séparé a été préparé et remis à l'ANA expliquant les hypothèses de calcul de trafic).

Trafic MJA PL	Epaisseur de la couche d'asphalte BB+GB (cm)	Epaisseur de la couche de graves (cm)	Epaisseur de la Couche de Forme (cm)
505	24	50	30

Tab. 1.5 : Structure de la chaussée

1.8.8.4. Structure de chaussée recommandée

La conception de la structure de chaussée pour la Section 4.1.2 du Projet de l'Autoroute Est-Ouest a été évaluée en utilisant la méthode de conception française LCPC. L'étude d'évaluation révèle les Conclusions et recommandations suivantes :

- Le dimensionnement de la structure de chaussée et les matériaux sont entièrement en conformité avec le CCTP du projet quant à l'exécution et aux propriétés de matériel des diverses couches de chaussée et la classe des couches de forme.

Chapitre 2 - CLASSIFICATION ET CONDITION D'UTILISATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME

2.1. Introduction

Dans l'autoroutière le sol va être utilisé en tant que matériau dans les travaux de terrassement.

Le domaine des terrassements et des routes est économiquement très important dans les travaux publics puisqu'il représente 25% du chiffre d'affaires de la profession (Fig.2.1).



Fig.2.1- Chantier de Terrassement Autoroutier

Les travaux de terrassement s'appliquent aux:

- Infrastructures linéaire (routes, autoroutes, voies ferrées) ;
- plates-formes aéroportuaires ;
- plates-formes industrielles ;
- barrages en terre et aux digues;
- comblements de tranchées ;
- fondations de dallages de bâtiment.

Ces trente dernières années la technique des terrassement a connu une véritable révolution due à l'apparition sur le marché d'engins très variés et spécialisés, au développement des techniques de traitement aux liants hydrauliques et à l'emploi de matériaux artificiels performants, durables et extrêmement variés (Terre Armée, géosynthétiques et matériaux légers en particulier).

Les choix réalisés lors des études auront des conséquences majeures sur l'économie du projet.

Une mauvaise option concernant le réemploi des terres mènera à des surcoûts importants due à la nécessité d'un traitement non prévu, à la recherche d'un nouveau gisement, aux transports des matériaux et au dépassement des délais.

En ce qui concerne les grandes infrastructures, les principaux paramètres seront les suivants:

- réemploi des terres (opérations de déblai - remblai), caractéristiques intrinsèques et état des matériaux
- incidence des conditions météorologiques
- possibilité d'effectuer des « emprunts » à proximité du remblai à construire
- hauteur du remblai

2.2. Etude géotechnique routière (les différents essais sur les chaussées)

2.2.1. Introduction

La géotechnique routière a pour objectif de définir les caractéristiques des sols qui serviront d'assise pour la structure de chaussée.

Elle étudie les problèmes d'équilibre et de formation des masses de terre de différentes natures soumises à l'effet des efforts extérieurs, appliquée aussi bien au sol que l'on rencontre dans la nature et qui supporte la construction d'une route et des massifs de terres artificielles (remblai).

Cette étude doit d'abord permettre de localiser les différentes couches et donner les renseignements de chaque couche et les caractéristiques mécaniques et physiques de ce sol.

Pour cela, on fait des essais en laboratoire permettent de déterminer les caractéristiques in situ.

2.2.2. Les essais en laboratoire

2.2.2.1. Les essais d'identification

a. Teneur en eau

i. Objet

Détermination de la teneur en eau d'un matériau (W)

ii. Domaine d'application

Elle est effectuée à partir d'un échantillon intact, remanie, ou reconstituée, de tout le sol et de tous les matériaux cite dans la norme NF P 11-300 [23].

Paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin, (Fig.2.2).

iii. Principe de l'essai

L'échantillon de matériau humide est pesé, puis placé dans une étuve à 105 °c jusqu'à l'obtention d'une masse constante (correspondant alors à la masse du matériau sec).



Fig. 2.2: Matériels pour mesurer la teneur en eau

b. Analyses granulométrique

i. Objet

Détermination de la distribution en poids des particules d'un matériau, (Fig.2. 3).

ii. Domaine d'application

Fraction d'un matériau comprise entre 80 μm et 50 mm, détermination de la classe de granulométrique [24].

iii. Principe de l'essai

L'essai consiste à séparer les grains agglomères d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau à fractionner ce sol, une fois séché au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis.

La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.



Fig. 2.3: Matériels d'analyse Granulométrique

c. Limites d'Atterberg

i. Objet

Détermination des états de consistance (l'argilosité) d'un sol, (Fig.2.4).

ii. Domaine d'Application

Elle s'applique au sol dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm , pour déterminer les limites d'atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau), classification des sols, étude de compactage [25].

iii. Principe de l'Essai

L'essai s'effectue en deux phases :

- détermination de la teneur en eau W_L pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme, suite à des chocs répétés pour un nombre de coups donnés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel).
- détermination de la teneur en eau W_p pour laquelle un rouleau de sol se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle).



Fig. 2.4: Matériels pour mesurer la limite d'atterberg

d. Valeur de Bleu Méthylène d'un Sol (VBS)

i. Objet

Cet essai permet de mesurer la capacité d'adsorption de bleu méthylène (l'argilosité) des éléments fins d'un matériau.

ii. Domaine d'Application

Elle constitue un des paramètres d'identification de la classification des sols décrite dans la norme NF P 11-300, (Fig.2.5) [26].

iii. Principe de l'Essai

Elle consiste à introduire dans le bain aqueux contenant la prise d'essai, des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives du bleu au moyen du test (de la tache) jusqu'à ce que les particules argileuses du matériau soient saturées de bleu (test de la tache devenant positif).



Fig. 2.5: Matériels d'essai de Bleu Méthylène

e. Equivalent du sable

i. Objet

Détermination de l'équivalent de sable (degré de pollution) d'un sable, (Fig.2.6).

ii. Domaine d'application

Classification des sols, étude des sables et sol fins peu plastique.

iii. Principe de l'essai

Sédimentation d'un matériau granulaire dans une solution.



Fig. 2.6: essai d'Equivalent du Sable

2.2.2.2. Les Essais d'état (essais mécanique d'identification)

a. Essai proctor

i. Objet

Détermination pour un compactage normalisé d'intensité donnée, la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale, (Fig.2.7).

ii. Domaine d'application

Elle s'applique aux matériaux de fin dans la classification NF P11-300, dont la dimension du plus gros élément (D_{max}) ne dépasse pas 20 mm, géotechnique routière, contrôle de la mise en œuvre des matériaux en remblais [28].

iii. Principe de l'essai

Lorsqu'on compacte de façon identique des échantillons d'un même sol, au moins cinq teneurs en eau différentes, on constate que la densité sèche γ_d varie et passe par un maximum pour une teneur en eau déterminée (dite optimale W_{op}).



Fig. 2.7: Matériels d'essai Proctor

b. Essai CBR

i. Objet

Détermination de la portance d'un sol, (Fig.2.8).

ii. Domaine d'application

Il permet de déterminer :

-indice portant immédiat IPI

-indice CBR immédiat, et l'indice CBR après immersion, d'un sol ou d'un matériau granulaire utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussée telle que géotechnique routière, dimensionnement des chaussées.

Il s'applique aux sols, matériaux rocheux, sous produit industriels définis dans la norme NF P11-300, avec D_{max} excède 20 mm ne dépasse pas 30% [29].

iii. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante (1.27 mm/min) dans une éprouvette de matériau, les valeurs particulières des deux forces ayant provoquer deux enfoncements (2.5 et 5.0 mm) conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice portant immédiat (IPI) est obtenu lorsqu'on effectue l'essai de poinçonnement, sans surcharge, aussitôt après la confection de l'éprouvette.

L'indice CBR immersion (I_{CBR_i}) est mesuré après 4 jours d'immersion dans l'eau, dans ce cas, l'éprouvette est recouverte de surcharges permettant de frotter la surface de l'échantillon et l'on mesure le gonflement linéaire de l'éprouvette.



Fig. 2.8: PRESSE CBR

2.2.2.3. Les essais mécaniques

a. Essai micro Deval

i. Objet

Mesure la résistance à l'usure d'un granulat, (Fig.2.9).

ii. Domaine d'application

Il s'applique aux granulats naturels et artificiels utilisés dans le domaine routier, et le coefficient micro dévale (MDE) c'est un critère de classification des sols granulaires et matériaux rocheux [30].

iii. Principe de l'essai

un échantillon de granulats est soumis à une usure produite par frottements réciproques des grains en présence d'eau et d'une charge de billes dans un cylindre en rotation à une vitesse de 100 min^{-1} pendant 12000 tours, à la fin on calcule le coefficient micro-Deval à partir du pourcentage de granulats retenu sur un tamis de 1.6 mm.



Fig. 2.9: Matériels d'essai Micro Deval

b. Essai Los Angeles**i. Objet**

Mesure de la résistance à la fragmentation d'un granulat par chocs, (Fig.2.10).

ii. Domaine d'application

Elle s'applique aux granulats d'origine naturels ou artificiels utilisés dans le domaine routier, et leur résistance par frottements réciproques dans la machine (Los Angeles), le coefficient los angles (LA) est un critère de classification des sols granulaires et matériaux rocheux [31].

iii. Principe de l'essai

Un échantillon de granulats mélangés à des boulets d'acier, rouler dans une machine cylindrique en rotation, faire 500 tours, à une vitesse constante de 32 tr/min, à la fin on évalue la quantité de matériau retenu sur le tamis de 1.6 mm.



Fig. 2.10 : Matériels d'essai Los Angeles

c. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (cisaillement direct)**i. Objet**

Détermination des paramètres de résistance au cisaillement rectiligne. (Fig.2.11).

ii. Domaine d'application

Il s'applique sur tous les sols naturels, reconstitués ou artificiels, dans des conditions drainées, dont la dimension maximal des grains est :

- $d_{\max} \leq 5$ mm dans le cas de la boîte de 60 mm de cote, et
- $d_{\max} \leq 8$ mm dans le cas de la boîte de 100 mm de cote. [32].



Fig. 2.11 Matériels d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte

iii. Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette, voir Fig.2.12. Il consiste à :

- appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai,
- produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante,
- mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

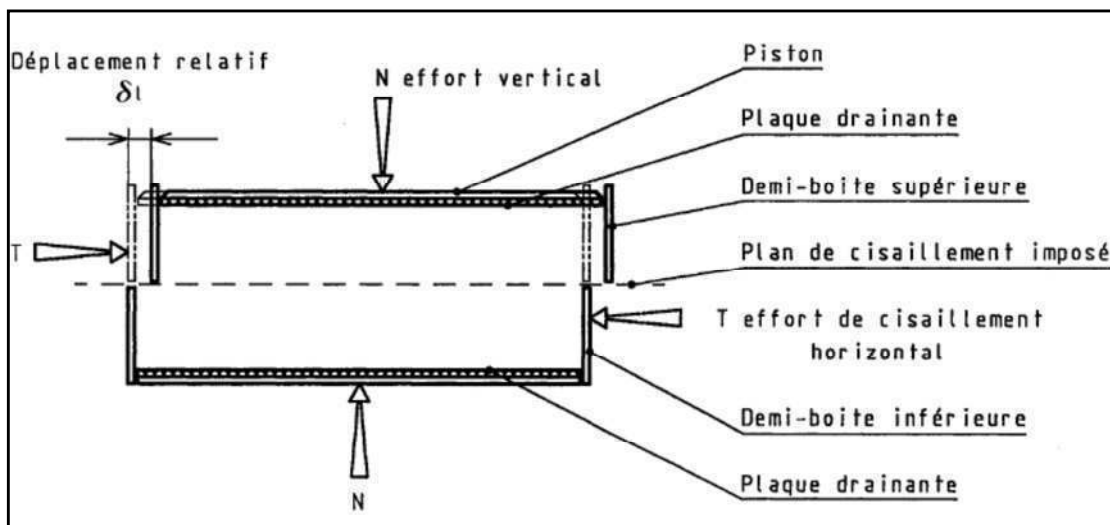


Fig. 2.12 principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte

2.2.3. Les essais in situ

2.2.3.1. Essai gammadensimètre

i. Objet

Essai de mesure ponctuelle de la masse volumique moyenne en place à l'aide de gammadensimètre à pointe, (Fig.2.13).

ii. Domaine d'application

Il s'applique aux matériaux utilisés en terrassement des sols décrits dans la norme NF P11-300 [33].

iii. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la masse volumique moyenne des matériaux situés entre la partie supérieure libre d'une couche et une cote donnée (z).

Sa mesure est fondée sur l'absorption par le matériau des photons gamma d'énergie donnée, émis par une source enfoncée à la profondeur z dans la couche soumise à l'essai

Un nombre C de photons gamma traverse le matériau par unité de temps, il est directement lié à C_0 , μ'_{\max} , ρ et X par sa relation :

$$C = C_0 \exp(-\mu'_{\max} \times \rho \times X)$$



Fig. 2.13 : Matériels d'essai Gammadensimètre

2.2.3.2. Essai de plaque

i. Objet

Détermination des modules de déformation dit «module sous chargement statique à la plaque» en surface d'une plate forme in situ, (Fig.2.14).

ii. Domaine d'application

Contrôle de compactage des remblais et assises de chaussée en sol graveleux insensible à l'eau. Détermination de l'indice de qualité aux plates formes d'ouvrages de terrassement destinés à la construction d'infrastructures routières, et réalisées avec les matériaux définis dans la classification de la norme NF P 11-300, et dont le D_{max} est inférieur à 200 mm [33].

iii. Principe de l'essai

Mesure de l'enfoncement d'une plaque rigide circulaire (600mm de diamètre, transmettant au sol une pression uniforme suivant deux cycles de chargement (EV_1 , EV_2 : les modules sous chargement statique à la plaque pour les deux cycles de chargement).



Fig. 2.14 : Matériels d'essai de Plaque

2.2.3.3. Essai de pénétration dynamique (penetro-densitographes)

i. Objet

- évaluer l'épaisseur de couche ;
- vérifier que l'objectif de densification visé est atteint ;
- vérifier que le compactage est conforme à celui réalisé sur une planche de référence, (Fig.2.15).

ii. Domaine d'application

Il s'applique au contrôle du compactage de remblais.

iii. Principe de l'essai

il consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges est à mesurer pendant l'essai l'enfoncement par coup à la profondeur correspondante [34].



Fig. 2.15 : Matériels d'essai de Pénétration Dynamique

2.3. Classification des matériaux (norme NF P 11-300)

L'utilisation des terres en remblai est d'abord directement liée à leur classification et à leur comportement lors de leur mise en place. Le **GTR 92** (Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC, SETRA, 1992) et la norme qui en découle **NF P 11-300** (septembre 1992) proposent une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

Ils permettent de définir la classe du matériau à partir des résultats de plusieurs types d'essais.

On distingue trois catégories d'essais [36]:

- **les essais d'identification ou de nature**
- **les essais d'état**
- **les essais de comportement mécanique**

Ces essais seront choisis en fonction de la classe du matériau. Le tableau (voir tableau synoptique Annexe A.7) indique la classification primaire des matériaux basés sur leur granulométrie, leur argilosité et leur nature pétrographique.

2.4. Analyse des différents paramètres de classification des sols

2.4.1. Paramètres d'identification ou de nature

2.4.1.1. Introduction

Ce sont des paramètres qui ne varient pas ou peu ni dans le temps, ni au cours des manipulations:

- la granularité,
- l'indice de plasticité,
- la valeur au bleu de méthylène (sur la fraction 0/50 mm)

2.4.1.2. La granularité

i. le Dmax.

Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol.

Seuil retenu : **50 mm**. Cette valeur permet de distinguer les sols fins, sableux et graveleux (≤ 50 mm), des sols grossiers [36].

ii. tamisât à 80 μm (ou % de fines)

Ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines des sols sableux et graveleux.

Seuils retenus

- **35 %** : Au-delà de **35 %** de tamisât à **80 μm** , les sols ont un comportement assimilable à celui de leur fraction fine.
- **12 %** : C'est le seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

iii. tamisât à 2 mm

Permet la distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

2.4.1.3. L'indice de plasticité Ip

Ce paramètre caractérise l'argilosité des sols.

Seuils retenus

- **12** : Limite supérieure des sols faiblement argileux.
- **25** : Limite supérieure des sols moyennement argileux.
- **40** : Limite entre sols argileux et très argileux.

2.4.1.4. La valeur de bleu de méthylène VBS

Il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol.

Seuils retenus

- **0,1** : Seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau.

Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à **80 μm** qui doit être $\leq 12 \%$.

- **0,2** : Seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau.
- **1,5** : Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
- **2,5** : Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- **6** : Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- **8** : Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

2.4.2. Paramètres de d'état

2.4.2.1. Introduction

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol, mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est **l'état hydrique** son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

2.4.2.2. Différents états hydriques considérés

- i. L'état très humide (th)** : Etat d'humidité très élevé ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.
- ii. L'état humide (h)** : Etat d'humidité élevé autorisant toutefois la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières (aération, traitement, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-commercial actuel.
- iii. L'état d'humidité moyenne (m)** : Etat d'humidité optimale (minimum de contraintes pour la mise en œuvre).
- iv. L'état sec (s)** : Etat d'humidité faible mais autorisant encore la mise en œuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.
- v. L'état très sec (ts)** : Etat d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales [36].

2.4.2.3. Paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique

On peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

- i. La position de la teneur en eau naturelle (W_n) de la fraction **0/20** du sol par rapport à l'Optimum Proctor Normal (W_{opn}) exprimée par le rapport :

$$\frac{W_n}{W_{opn}}$$

ii. La position de la teneur en eau naturelle (W_n) par rapport aux limites d'Atterberg (W_l et W_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c)

$$I_c = \frac{W_l - W_n}{W_l - W_p}$$

iii. L'indice portant immédiat (**IPI**) qui exprime la valeur du poinçonnement **CBR** mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor Normal.

Seuils retenus : Ils sont détaillés dans les tableaux de la classification des sols (cf. annexe. A.1)

2.4.3. Paramètres de comportement mécanique

L'introduction dans la classification de ces paramètres résulte du fait que des sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subies au cours de leur mise en œuvre.

Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols sont la valeur LOS ANGELES **LA**, et la valeur MICRO DEVAL en présence d'eau **MDE**, ou la valeur de friabilité des sables **FS** pour les sols sableux

Seuils retenus :

- **45** pour les valeurs **LA** et **MDE**.
- **60** pour les valeurs **FS**.

2.5. Classification des Sols

Les tableaux annexés, extraits de la norme **NF P 11-300 [36]**, définissent la classification des sols répartis entre 4 classes :

- Classe A : sols fins, (Annexe A.1).
- Classe B : sols sableux et graveleux avec fines, (Annexe A.2.)
- Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments, (Annexe A.3.)
- Classe D : sols insensibles à l'eau, (Annexe A.4.)

2.6. Condition d'utilisation des matériaux pour les remblais et les couches de forme

2.6.1. Conception du terrassement

2.6.1.1. Introduction

Cette partie détaille les connaissances portant sur le terrassement lors d'un chantier de construction routière. Sont présentes pour les terrassements et selon la nature du terrain en place, la constitution des ouvrages des terrassements, les caractéristiques géométriques, les caractéristiques géologiques et géotechniques des matériaux utilisés et leur mise en œuvre [12].

2.6.1.2. Nature du terrain

Les terrassements s'effectuent pour trois grandes catégories de terrains : des terrains meubles, rocheux ou mixtes dont l'exécution requiert des techniques très différentes (Devaux et Rachline, 2004). Ainsi, les terrains meubles (de faible cohésion ou sans cohésion) sont surtout représentés par les limons, les sables, les argiles, les alluvions, les moraines les sols d'altération. Les terrains rocheux dont la cohésion est forte englobent la plupart des roches saines (granit, calcaire, gneiss, ...) et les sols compacts (tels qu'argilites et marnes). Enfin, certains terrains sont mixtes ou intermédiaires, appelés terrains rippables de la cohésion moyenne.

Par ailleurs, les matériaux naturels sont généralement hétérogène et s'avèrent souvent évaluatifs dans l'espace et dans le temps. Certains d'entre eux peuvent se révéler plus ou moins humides, ce qui amènera à adapter les conditions d'exécution et de mise en œuvre pour réaliser des terrassements.

De plus, la condition du climat est aussi un paramètre à considérer lors de l'utilisation des matériaux (mais aussi de l'exécution) de l'ouvrage de terrassement. Les cycles saisonniers de températures, la pluie, le gel peuvent influencer directement à l'humidité et par conséquent aux caractéristiques mécaniques des sols utilisés [9].

2.6.1.3. Constitution générale du terrassement

Les ouvrages de terrassements servent à supporter les structures de chaussées. Ils se composent de différents éléments : déblais, remblais (figure 2.16.)



Fig. 2.16. : Position des remblais et déblais

Le fond du déblai peut être constitué soit d'un matériau naturel initial en place, soit d'un matériau extérieur dans le cas où la nature du matériau en place est inadaptée (caractéristiques mécaniques insuffisantes, trop sensible aux variations hydrauliques...).

Comme dans le cas du remblai, l'arase du terrassement est recouverte par une couche de forme dont la surface constitue la plate-forme support de la chaussées.

Le remblai est construit sur un sol support également appelé assise de remblai. Cette assise de remblai doit avoir des caractéristiques mécaniques suffisantes pour supporter l'ouvrage sans se déformer. Le remblai proprement dit est constitué (Fig. 2.17) :

- du pied du remblai qui parfois doit être adapté du point de vue du choix du matériau constitutif à des conditions particulières (cas de remblai en zone inondable) ;
- du corps de terrassement ;
- de la partie supérieure des terrassements (PST). Cette PST est constituée par le dernier mètre supérieur du remblai (SETRA et LCPC, 2000). La surface supérieure de la PST constitue l'arase des terrassements.

La PST est généralement recouverte par une structure plus ou moins complexe permet d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblais ou du terrain en place, aux caractéristiques géométriques, hydrauliques et thermiques définies (hypothèses) dans la conception de la chaussée. Il s'agit de la couche de forme (figure 2.15.).

La surface supérieure de cette structure d'adaptation constitue la plate-forme support de chaussée (PF). Du fait de son rôle important, la couche de forme en relation avec la plate-forme qui la recouvre seront présentées en détail ci après [12].

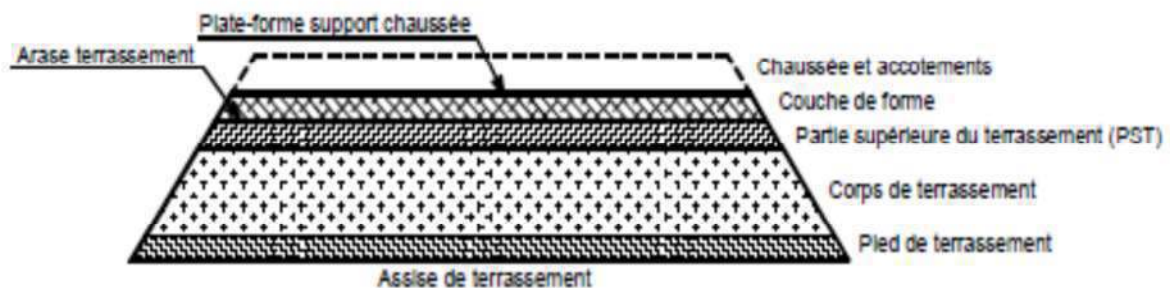


Fig. 2.17 : Constitution du terrassement

2.6.1.4. Choix du type de couche de forme et de la classe de plate-forme

Constitution de la couche de forme : selon les cas de chantier (nature de sol, climat, environnement hydrogéologique, trafic de chantier...), la couche de forme se présentera sous des formes différentes. Elle peut être :

- inexistante car inutile lorsque les matériaux constituant le remblai ou le sol en place ont eux-mêmes les qualités mécaniques requises ;
- limitée à l'apport d'une seule couche d'un matériau ayant les caractéristiques nécessaires, c'est le concept traditionnel de la couche de forme ;
- constituée d'une superposition de matériaux différents répondant à des fonctions distinctes, incluant par exemple un géotextile, des matériaux grossiers, un enduit gravillonne...cette association conçue rationnellement permet de former une structure d'adaptation dont la surface présente les caractéristiques requises pour une plate-forme support de chaussée.

Sous l'angle des matériaux utilisés, trois cas se présentent : emploi des matériaux non traités, utilisation du sol fin traité en place à la chaux, au ciment ou à la chaux+ciment et usage de matériaux grenus traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à de la chaux

Fonction de la couche de forme : la couche de forme répond à la fois à des objectifs de court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de la chaussée) et de long terme (lorsque l'ouvrage est en service). Selon les cas de chantier, on cherchera à assurer, avec la couche de forme, l'ensemble ou certaines des fonctions suivantes :

A court terme, on recherche un nivellement de la plate-forme support de chaussée permettant de réaliser la couche de fondation dans les tolérances d'épaisseurs fixées ; une portance suffisante, compte tenu en particulier des aléas météorologiques, pour une exécution correcte du compactage des couches de chaussées et l'obtention d'un bon uni ; une traficabilité permettant la circulation, dans les bonnes conditions, des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation ; éventuellement supportent le trafic généré par le chantier.

A long terme, la couche de forme a pour fonction plus particulièrement d'homogénéiser la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante et le maintient dans le temps, en dépit des fluctuations de l'état hydrique des sols support sensible à l'eau, d'une portance minimale pouvant être estimée avec une précision suffisante au stade du dimensionnement de la structure de chaussée. De plus, la couche de forme procure une amélioration de portance de la plate-forme pour optimiser le coût de l'ensemble couche de forme-structure de chaussée, une protection thermique des sols supports gélifs et une contribution au drainage de la chaussée.

Dimensionnement de la couche de forme : selon le guide technique de la réalisation des remblais et des couches de forme (SETRA et LCPC, 2000). L'épaisseur de la couche de forme est déterminée au terme de la démarche décrite ci-après.

Le GTR distingue 7 types de partie supérieure du terrassement PST en fonction de la géotechnique et les conditions hydriques des sols. Ensuite, à chaque PST, il faut associer une ou deux classe(s) de portance à long terme de l'arasement de terrassement, notée(s) Ari. Enfin, pour chaque cas de PST et pour les différents matériaux de couche de forme, il est alors préconisé une épaisseur de couche de forme (tab. 2.1) [12].

PST	Classe d'arase	Matériau de couche de forme	Epaisseur préconisée (m)	Plate-Forme
PST1	AR1	B11, B41, C1B21, C1B41, C1B51, C2B21, C2B41, C2B51, D11, B31, C1B11, C1B31, C2B11, C2B31, D21, D31	0,8	PF2
		R11, R22, R42, R62	0,75	PF2
		R21, R41, R61	0,7	PF2
			0,6	PF2
PST2	AR1	tous matériaux ci-dessus	0,5	PF2
PST3	AR1	tous matériaux ci-dessus	0,4	PF2
	AR2	tous matériaux ci-dessus	0,3	PF2
PST 4, 5 et 6	AR2	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF2
	AR3	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF3
	AR4	tous matériaux ci-dessus	Réglage ou rabotage ou enduit	PF4

Bi, Bi, Ci, Di : classification du sol, Ri : classification des matériaux rocheux,

Tab. 2.1. : Epaisseur préconisée de couche de forme(en m) et de plate-forme obtenue (SETRA et LCPC, 1998)

Détermination et classification de la plate-forme : au stade de la conception des terrassements, la démarche de détermination de la classe de plate-forme est présentée dans la figure 2.18 et les classes de plate-forme sont données dans le tableau 2.2

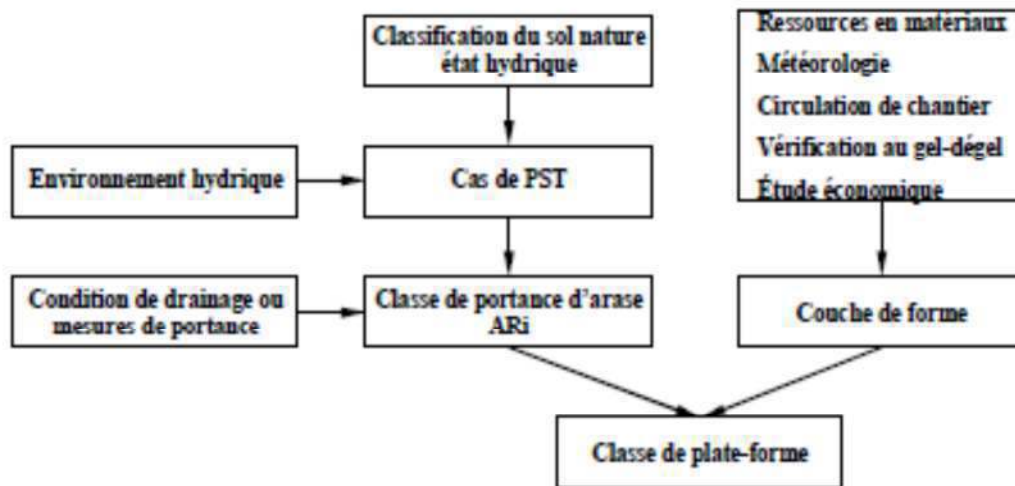


Fig. 2.18 : démarche de détermination de la classe de plate-forme d'après (SETRA et LCPC, 1998)

La plate-forme fait partie de l'ensemble des terrassements. En revanche, lors du calcul de la structure de la chaussée, notamment le calcul à l'aide de la méthode Alizé (Alizé-LCPC-routes), la plate-forme est assimilée à un massif semi-infini élastique homogène et isotrope de caractéristiques mécaniques : coefficient de poisson : 0,35 et module d'Young définies.

Classe de portance	PF1	PF2	PF3	PF4
Module d'Young (Mpa)	20	50	120	200
Coefficient de Poisson	0,35	0,35	0,35	0,35

Tab. 2.2 : class de portance de la plate-forme support de chaussée (SETRA et LCPC, 1998).

Profil en travers de la plate-forme support de chaussée : sur les voies du réseau structural, les plates-formes dérasées sont imposées. Pour ce type de route, on ne doit donc plus réaliser de plate-forme avec décaissement partiel (correspondant à l'épaisseur de la fondation) ou complet (correspondant à l'épaisseur totale de la chaussée). Le choix d'un ou deux points hauts de plate-forme et de leur position en profile en travers dépend des caractéristiques du projet et du trace. La pente transversale est à choisir selon la sensibilité à l'eau de la partie supérieure des terrassements (PST), et de la nature de la couche de forme. Elle peut être quelconque ou avoir une valeur minimale pour favoriser le ruissellement et limiter l'infiltration dans la PST (tab. 2.3).

Couche de forme	Types de PST			
	PST n°1	PST n°2	PST n°3	PST n°4, 5, 6
Néant	(*)	(*)	4%	2%
Matériaux non-traités et sols fins traités aux liants hydrauliques	4 %	4%	3%	2%
Matériaux greus traités aux liants hydrauliques	(*)	(**)	(**)	(**)

(*) Cas non considère

(**) La pente peut être quelconque : en général, elle est donc réglée à la pente obtenue à la base de la couche de fondation qui prend en compte la pente de la chaussée terminée et les variations transversales éventuelles d'épaisseur des couches de chaussée.

Tab. 2.3 : pente transversale minimale conseillée pour la plate-forme support de la chaussée (SETRA et LCPC, 1998).

En ce qui concerne la largeur de la couche de forme, la sur-largeur de la couche de forme en matériaux traités par rapport au bord de la couche de roulement de chaussée est de 3m pour les deux cotes. Pour le cas de matériaux non traités, la couche de forme est réalisée jusqu'au bord de la plate-forme (SETRA et LCPC, 1998).

2.6.2. Exécution des terrassements

2.6.2.1. Introduction

Cette partie se rapporte au travail de la mise en œuvre des déblais, remblais et couches de formes en matériaux traités ou non traités.

2.6.2.2. Mise en œuvre du déblai et remblais

Des travaux sont effectués pour achever le fond du déblai (figure 2.19a). Si le matériau ne doit pas être traité, il faut seulement régler et puis compacter ce fond. Si le matériau est sensible à l'eau, soit on les enlève, puis on les remplace par d'autre, soit on les traite. Pour la première solution, après être transportés sur le chantier, les nouveaux matériaux sont successivement répandus, réglés et compactés. Quant à la deuxième solution, les produits de traitement sont répandus et ensuite mélangés avec le sol sur une certaine profondeur [9]. Après, il faut suivre les étapes suivantes :

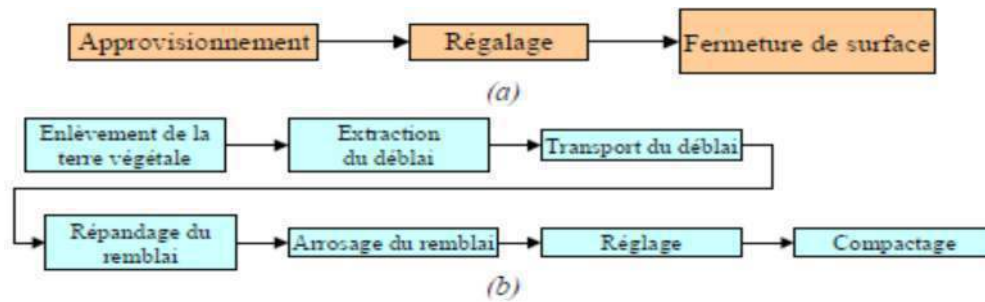


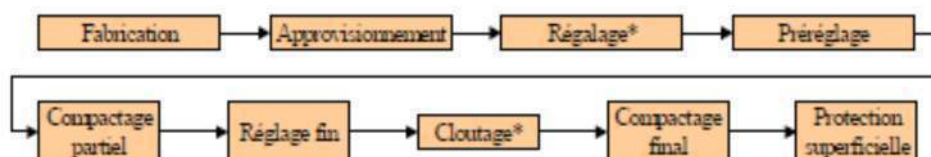
Fig. 2.19 : Étapes de la mise en œuvre du déblai (a) et du remblai (b) en matériaux non traités.

Quant aux remblais, si les matériaux utilisés ne doivent pas être traités, ils sont mis en œuvre selon les étapes présentées dans la figure 2.17b. Lorsque les matériaux utilisés en remblai sont des sols sensibles à l'eau trop humides, ils doivent être traités. Actuellement, il existe plusieurs techniques de traitement. La première consiste en traitement dans le déblai. Les produits de traitement sont répandus sur la surface du déblai et puis avec le déblai, ils sont mélangés. Ensuite, ces mélanges sont extraits et transportés pour la mise en œuvre au remblai. La deuxième, c'est le traitement sur le remblai. Dans ce cas, après l'étape de l'épandage (fig. 2.19), il faut répandre le produit de traitement et le mélanger avec le remblai. Ensuite, les étapes d'arrosage, réglages et compactages sont successivement effectuées.

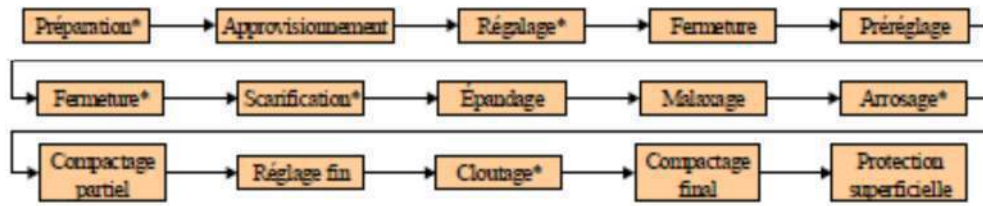
En ce qui concerne le mélange de sols avec les produits de traitement, il existe une méthode couramment utilisée qui s'appelle la méthode du Dépôt-Reprise. Elle se compose de trois étapes : l'épandage de la quantité et produit de traitement correspondant au dosage visé et à l'épaisseur de matériau extraite et chargée ; la constitution du dépôt provisoire avec déchargement, réglage, compactage léger de chaque couche élémentaire et fermeture de la plate-forme superficielle ; la reprise du dépôt par extraction frontale réalisant une bonne homogénéisation.

2.6.2.3. Mise en œuvre de la couche de forme

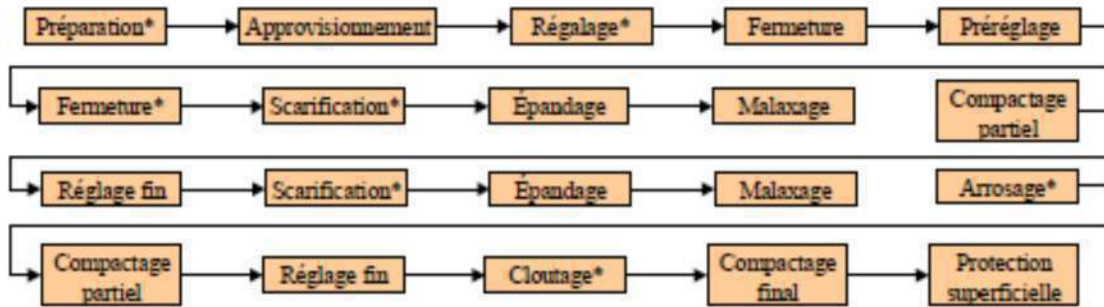
Pour la couche de forme en matériaux non traités, sa mise en œuvre peut être effectuée en se basant sur les étapes présentées dans la fig.2.17. Une fois que la couche de forme est en sols traités, sa réalisation fait appel, suivant les cas de chantier, à un plus ou moins grand nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir-faire particulier et des matériels spécifiques variés. Quatre types de chantiers courants sont présents dans la fig. 2.20 [13].
1^{er} cas : approvisionnement à l'emplacement de la couche de forme d'un sol préalablement traité en centrale ou en place



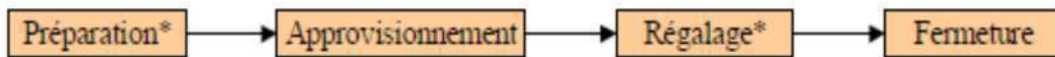
2° cas : approvisionnement d'un sol non traité à l'emplacement de la couche de forme et traitement en place avec un liant hydraulique ou à la chaux seule



3° cas : idem 2° cas mais le sol est soumis à un traitement mixte chaux + liant hydraulique



4° cas (**): traitement d'un fond de déblai (ne nécessitant pas de mouvements de terre)



(*) L'exécution de cette opération n'est pas systématique. Elle dépend des conditions de chantier ;

(**) On se reporte aux cas 2 ou 3 suivant qu'il s'agit d'un traitement avec un seul produit de traitement ou d'un traitement mixte en excluant toutefois les 4 premières opérations.

Fig. 2.20 : Ordonnancement des opérations élémentaires pour quatre cas de chantier type (LCPC et SETRA, 2000).

Les matériels utilisés dans les travaux du terrassement sont présentés dans tableau 2.4

Couche	Travaux	Matériel
Sols support et couche de forme	Enlèvement de la terre végétale	Tracteur sur chenille
	Extraction du déblai	Pell mécanique, Bulldozer
	Transport du déblai	Bulldozer, motorscraper, camion
	Épandage du remblai	Bulldozer, motorscraper, niveleuse
	Régalage	Bulldozer
	Fermeture	Compacteur
	Préréglage	Niveleuse
	Épandage du produit de traitement	Épandeur
	Malaxage	Pulvérisateur
	Arrosage	Arroseuse
	Compactage partiel	Compacteur
	Réglage fin	Niveleuse
	Cloutage	Épandeur, compacteur, gravillonneur porté
	Compactage final	Compacteur
Protection superficielle	Épandeur, compacteur, gravillonneur porté	

Tab. 2.4. : Utilisation des matériels lors du terrassement (LCPC et SETRA, 2000)

Chapitre 3 - ETUDE EXPERIMENTALE

(CARACTERISATION ET ANALYSE DES MATERIAUX UTILISES POUR LA REALISATION DES CHAUSSEES AUTOROUTE EST/OUEST ALEGERIENNE, TRANÇON CONSTANTINE-ANNABA)

3.1. Introduction

Le présent chapitre consacré à la caractérisation et à l'analyse de quelques matériaux qui peuvent être utilisés pour l'exécution des remblais des chaussées et d'envisager leur utilisation dans les différentes sections du projet de l'autoroute Est/Ouest algérien conformément au plan du mouvement des terres localisées entre Constantine - Annaba, dont il a été procédé une investigation pour localiser les zones d'emprunt, les étapes suivantes ont été effectuées :

- visite pour visualiser les lieux ;
- prendre des prélèvements pour l'identification au laboratoire ;
- classification des matériaux dans la mesure où les matériaux ont présenté des bonnes caractéristiques ;
- l'exécution des remblais.

Cependant, trois lieux de provenance des matériaux ont été choisis :

1. PK : 291+000 à une profondeur : 1 à 5m ;
2. PK : 291+000 à une profondeur : 9 à 11m ;
3. PK : 233+500 à une profondeur : 0 à 5m ;
4. PK : 232+200 à une profondeur : 5 à 10m.

3.2. Les résultats des essais en laboratoire (étude de cas)

3.2.1. Les essais d'identification

Des essais préliminaires ont été effectués en laboratoire pour la détermination des différentes caractéristiques des échantillons, afin de définir une classification des matériaux utilisables dans la réalisation des remblais et des couches de forme :

Les résultats des essais du premier échantillon sont présentés dans le tableau .3.1 :

NF P 94-056	Analyse Granulométrique	Essais		Valeur	Norme d'essai
Tamis(mm)	Tamisât %				
200	100	Teneur en Eau	Wn %	4,43	NF EN 1097-5
100	100				
80	88				
63	84	Limite de Liquidité	WL%	31,78	NF P 94-051
50	84				
31,5	77	Limite de Plasticité	WP%	19,66	
20	69				
10	57	Indice de Plasticité	IP	12,12	
5	46				
2	31	Indice de Consistance	IC	2,26	
1	24				
0,4	17	Valeur de Bleu	VBs	0,30	NF P 94 068
0,2	14				
0,1	11				
0,08	11	Équivalent de sable	ES %	/	NF EN 933-8

Tab.3.1 : résultats des essais en laboratoire pour le premier échantillon

La courbe granulométrique du premier échantillon est présentée sur la figure.3.1 :

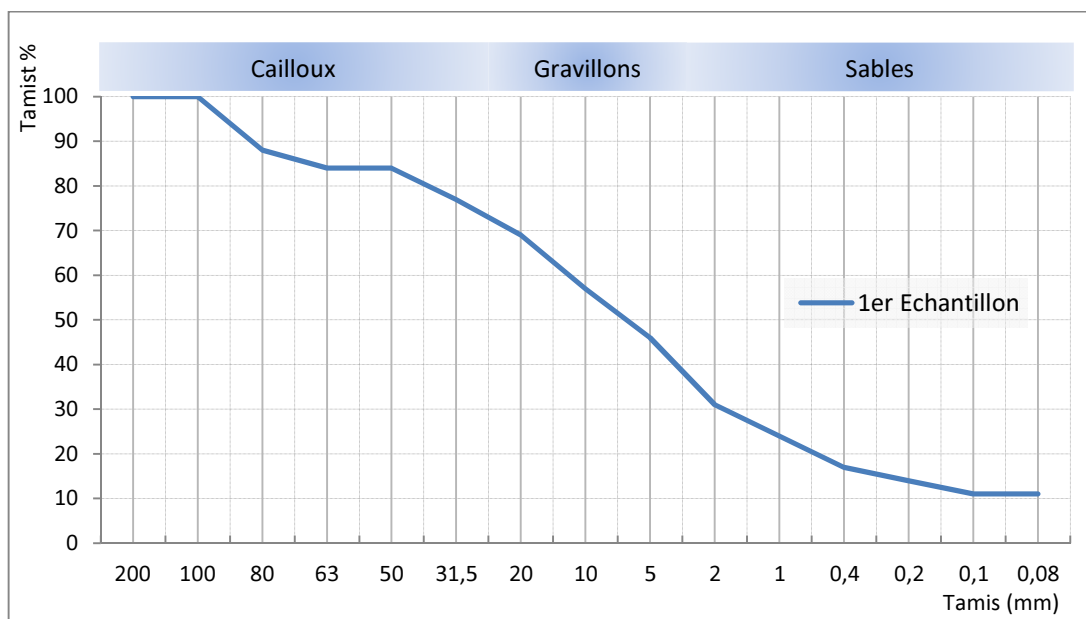


Fig.3.1. Courbe Granulométrique pour le premier Echantillon

A partir de cette figure 3.1. On remarque que cet échantillon est composé d'éléments suivants :

- cailloux (39%) de diamètre 200 à 20mm ;
- gravillons (38%) de diamètre 20 à 2mm ;
- sable (20%) de diamètre 2 à 0,08mm.

Et la fraction 0-50mm contenus dans cet échantillon est 84%

Selon le GTR [13], et la norme AFNOR NF P 11 300 [36], la classe de ce matériau (prévenance S3 EMP4 au PK : 291+000 à une profondeur 0 à 5m) est classé dans **C₁B_{5S}**, (sols comportant des fines et des gros éléments et cailloux anguleux, peu charpentés avec une importante fraction sableuse), voir ANNEXE A.3.

Les résultats des essais du deuxième échantillon sont présentés dans le tableau .3.2 :

NF P 94-056	Analyse Granulométrique	Essais		Valeur	Norme d'essai
Tamis(mm)	Tamisât %				
200	100	Teneur en Eau	Wn %	4,78	NF EN 1097-5
100	100				
80	100				
63	100	Limite de Liquidité	WL%	31,46	NF P 94-051
50	85				
31,5	82	Limite de Plasticité	WP%	18,59	
20	81				
10	75	Indice de Plasticité	IP	12,87	
5	66				
2	48	Indice de Consistance	IC	2,07	
1	36				
0,4	25	Valeur de Bleu	VBs	0,54	NF P 94 068
0,2	19				
0,1	16	Équivalent de sable	ES %	/	NF EN 933-8
0,08	16				

Tab.3.2 : résultats des essais en laboratoire pour le deuxième échantillon

La courbe granulométrique du deuxième échantillon est présentée sur la figure.3.2 :

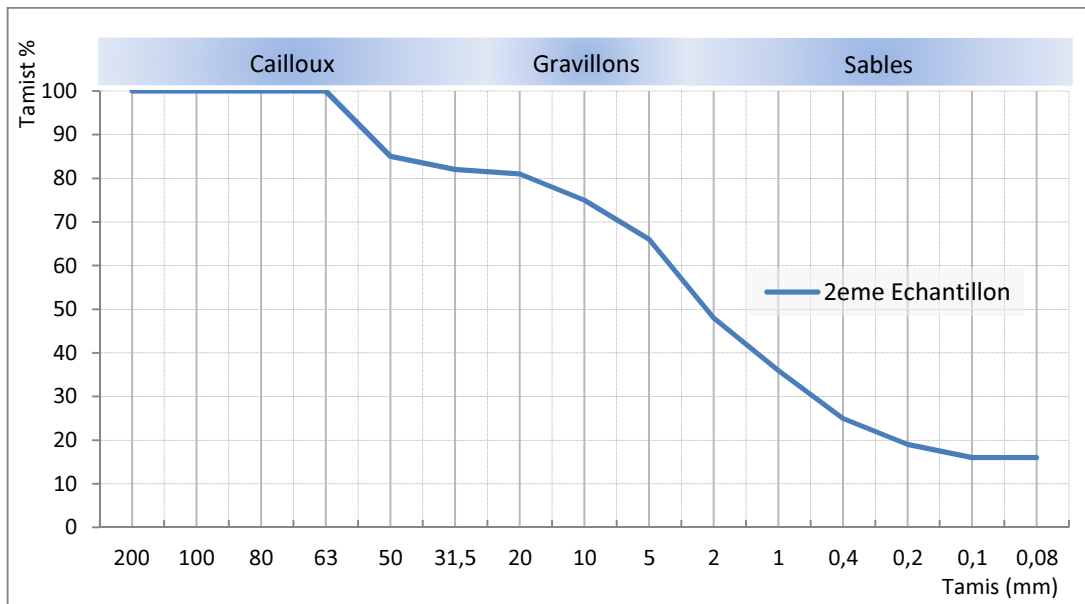


Fig.3.2. Courbe Granulométrique pour le deuxième Echantillon

A partir de cette figure 3.2. On remarque que cet échantillon est composé d'éléments suivants :

- cailloux (15%) de diamètre 200 à 20mm ;
- gravillons (33%) de diamètre 20 à 2mm ;
- sable (32%) de diamètre 2 à 0,08mm.

Et la fraction 0-50mm contenus dans cet échantillon est 85%

Selon le GTR [13], et la norme AFNOR NF P 11 300 [36], la classe de ce matériau (prévenance S3 EMP4 au PK : 291+000 à une profondeur 9 à 11m) est classé dans **C₁B_{5S}**, (sols comportant des fines et des gros éléments et cailloux anguleux, peu charpentés avec une importante fraction sableuse), voir ANNEXE A.3.

Les résultats des essais du troisième échantillon sont présentés dans le tableau .3.3 :

NF P 94-056	Analyse Granulométrique	Essais		Valeur	Norme d'essai
Tamis(mm)	Tamisât %				
200	100	Teneur en Eau	Wn %	14,2	NF P 94-049-1
100	100				
80	100				
63	100	Limite de Liquidité	WL%	41,5	NF P 94-051
50	100				
31,5	100	Limite de Plasticité	WP%	18,69	
20	100				
10	98	Indice de Plasticité	IP	22,81	
5	97				
2	95	Indice de Consistance	IC	1,2	
1	94				
0,4	91	Valeur de Bleu	VBs	3,94	NF P 94 068
0,2	84				
0,1	81	Équivalent de sable	ES %	/	NF EN 933-8
0,08	80				

Tab.3.3 : résultats des essais en laboratoire pour le troisième échantillon

La courbe granulométrique du troisième échantillon est présentée sur la figure.3.3 :

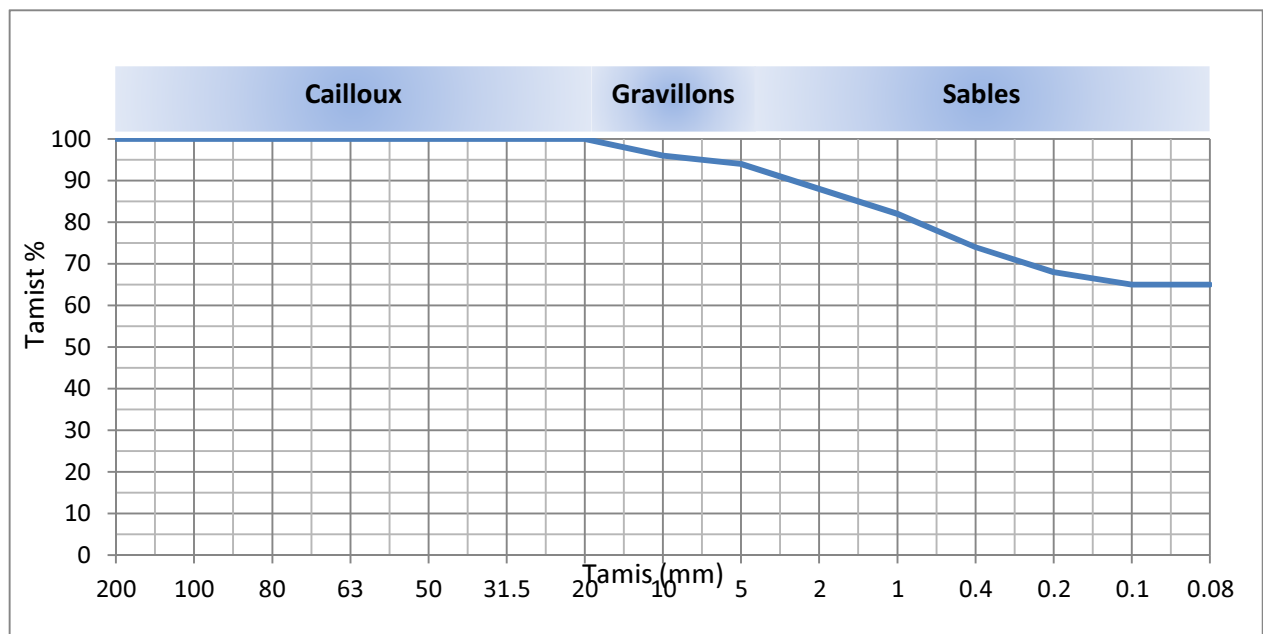


Fig.3.3. Courbe Granulométrique pour le troisième Echantillon

A partir de cette figure 4.3, il s'avère que cet échantillon est composé d'éléments suivants :

- gravillons (5%) de diamètre 20 à 2mm ;
- sable (15%) de diamètre 2 à 0,08mm.

Selon les résultats des essais de laboratoire pour le troisième échantillon (prévenance au PK : 233+500 à une profondeur : 0 à 5m), on peut classer ce sol en A2 (sol fin argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques), NF P 11- 300 [36], voir ANNEXE A.1.

Les résultats des essais du quatrième échantillon sont présentés dans le tableau .3.4 :

NF P 94-056	Analyse Granulométrique	Essais		Valeur	Norme d'essai
Tamis(mm)	Tamisât %				
200	100	Teneur en Eau	Wn %	17,60	NF P 94-049-1
100	100				
80	100				
63	100	Limite de Liquidité	WL%	36,35	NF P 94-051
50	92				
31,5	89	Limite de Plasticité	WP%	18,30	
20	87				
10	81	Indice de Plasticité	IP	18,05	
5	70				
2	64	Indice de Consistance	IC	0,89	
1	61				
0,4	56	Valeur de Bleu	VBs	2,05	NF P 94 068
0,2	51				
0,1	49	Équivalent de sable	ES %	/	NF EN 933-8
0,08	48				

Tab.3.4 : résultats des essais en laboratoire pour le quatrième échantillon

La courbe granulométrique du quatrième échantillon est présentée sur la figure.3.4 :

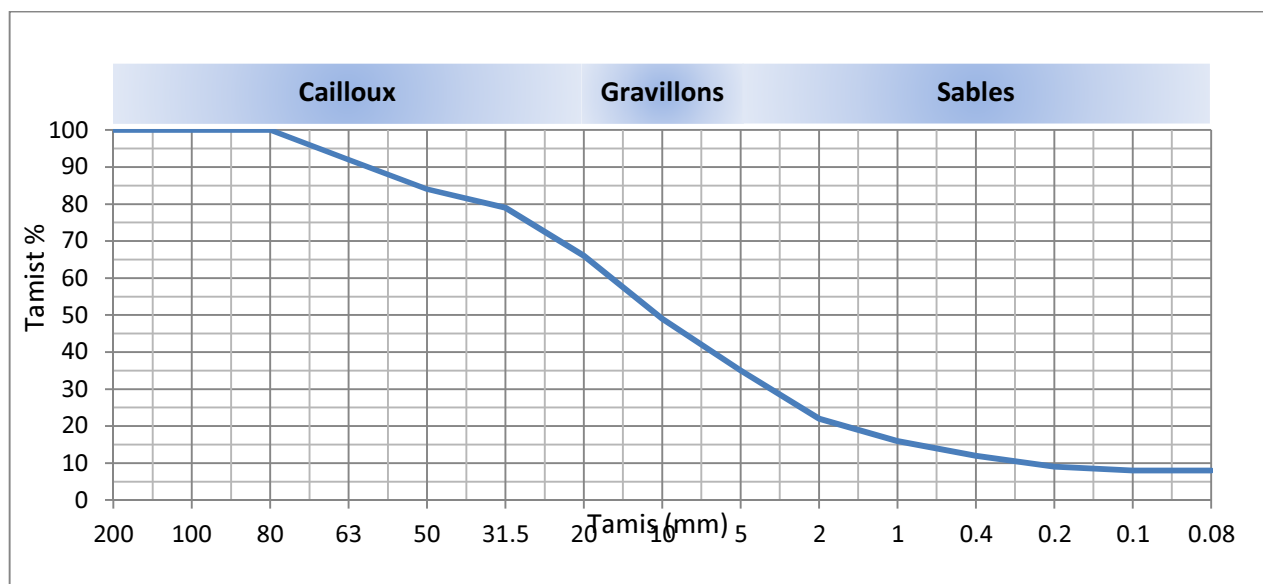


Fig.3.4. Courbe Granulométrique pour le quatrième Echantillon

A partir de cette figure 4.4. On remarque que cet échantillon est composé d'éléments suivants :

- cailloux (13%) de diamètre 80 à 20mm ;
- gravillons (23%) de diamètre 20 à 2mm ;
- sable (16%) de diamètre 2 à 0,08mm.

Selon les résultats des essais de laboratoire pour le troisième échantillon (prévenance au PK : 232+200 à une profondeur : 5 à 10m), on peut classer ce sol en C1A2h (sol comportant des fins et des gros éléments, sables fins argileux, limons argiles et marnes peu plastiques), NF P 11-300 [36], voir ANNEXE A.3.

3.2.2. Les essais d'état (essais mécanique d'identification)

3.2.2.1. Essai proctor

A fin d'étudier la variation de $\rho d = f(w)$ et de déterminer w_{opt} et ρd correspondant, on a effectué l'essai Proctor pour le premier échantillon, les résultats obtenus sont présentés sous formes de tableau.3.5 et figure.3.5 :

PROCTOR CORREGIE							Retenue
Densité sèche ρd	g/cm^3	2,20	2,25	2,26	2,24	2,20	2,26
Teneurs en eau W	%	2,23	3,84	5,42	6,58	7,68	5,42
Courbe de Saturation 100%		2,55	2,45	2,36	2,29	2,24	
Courbe de Saturation 80 %		2,51	2,39	2,28	2,21	2,14	

Tab.3.5 : résultats d'essai Proctor pour le premier Echantillon

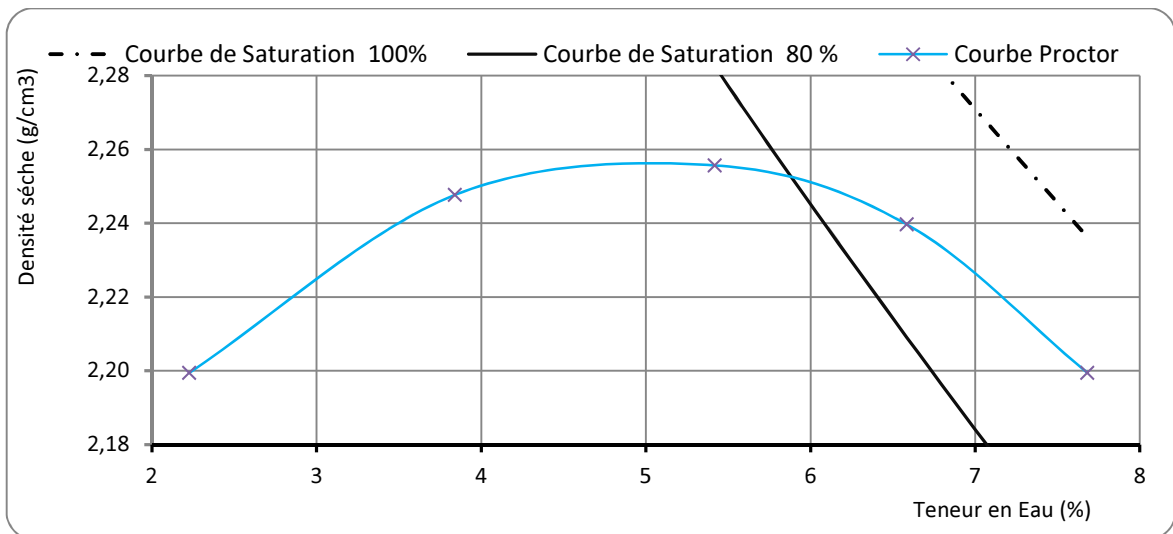


Fig.3.5. Courbe d'essai Proctor pour le premier Echantillon

Pour le deuxième échantillon, les résultats obtenus sont présentés par le tableau.3.6 et la figure.3.6 :

PROCTOR CORREGIE							Retenue
Densité sèche ρ_d	g/cm^3	2,13	2,16	2,23	2,17	2,13	2,23
Teneurs en eau W	%	2,63	4,53	6,39	7,76	9,05	6,39
Courbe de Saturation 100%		2,52	2,41	2,30	2,23	2,17	
Courbe de Saturation 80 %		2,48	2,34	2,22	2,14	2,07	

Tab.3.6 : résultats d'essai Proctor pour le deuxième Echantillon

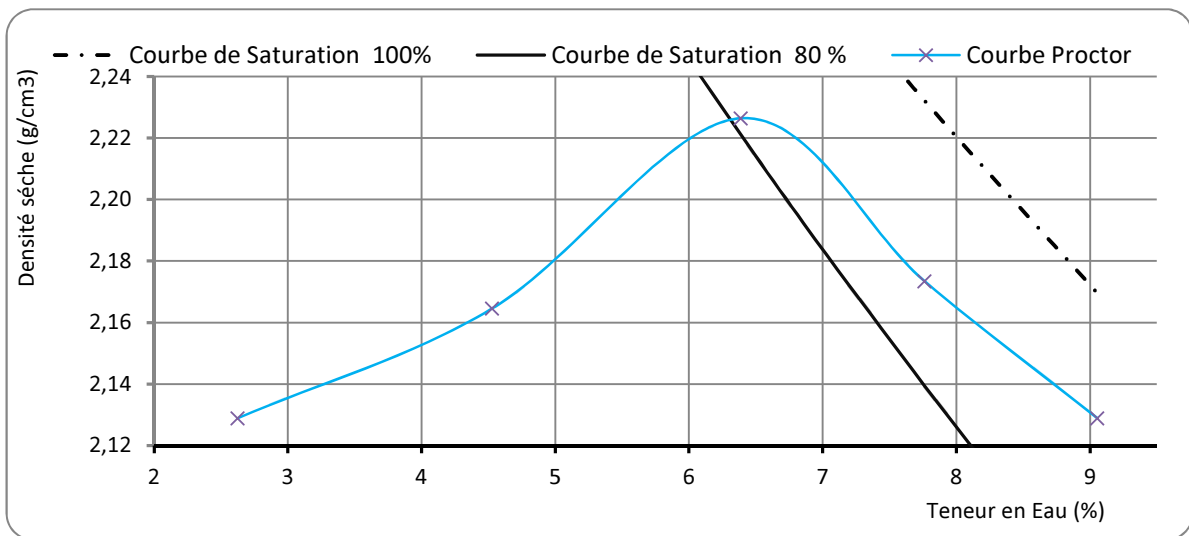


Fig.3.6. Courbe d'essai Proctor pour le deuxième Echantillon

Pour le troisième échantillon, les résultats obtenus sont présentés par le tableau.3.7 et la figure.3.7:

Proctor Normal							NF P 94-093
Poids d'eau ajoutée	%	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	Retenue
Densité sèche ρ_d	g/cm^3	1,666	1,704	1,777	1,748	1,737	1,78
Teneurs en eau W	%	12,00	13,80	15,30	17,60	19,40	15,60
Courbe de Saturation 100%		2,01	1,94	1,89	1,81	1,75	
Courbe de Saturation 80 %		1,90	1,82	1,76	1,67	1,61	

Tab.3.7 : résultats d'essai Proctor pour le troisième Echantillon

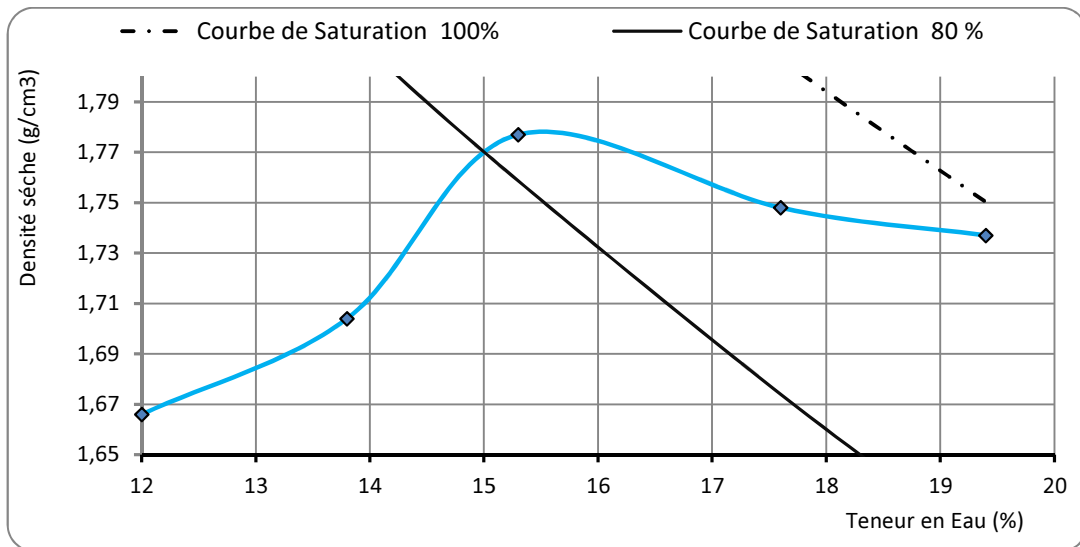


Fig.3.7. Courbe d’essai Proctor pour le troisième Echantillon

Pour le quatrième échantillon, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau.3.8 et figure.3.8:

PROCTOR CORREGIE						Retenue
Densité sèche ρ_d	g/cm^3	1,82	1,85	1,85	1,77	1,85
Teneurs en eau W	%	10,39	12,47	13,94	15,67	13,40

Tab.3.8 : résultats d’essai Proctor pour le quatrième Echantillon

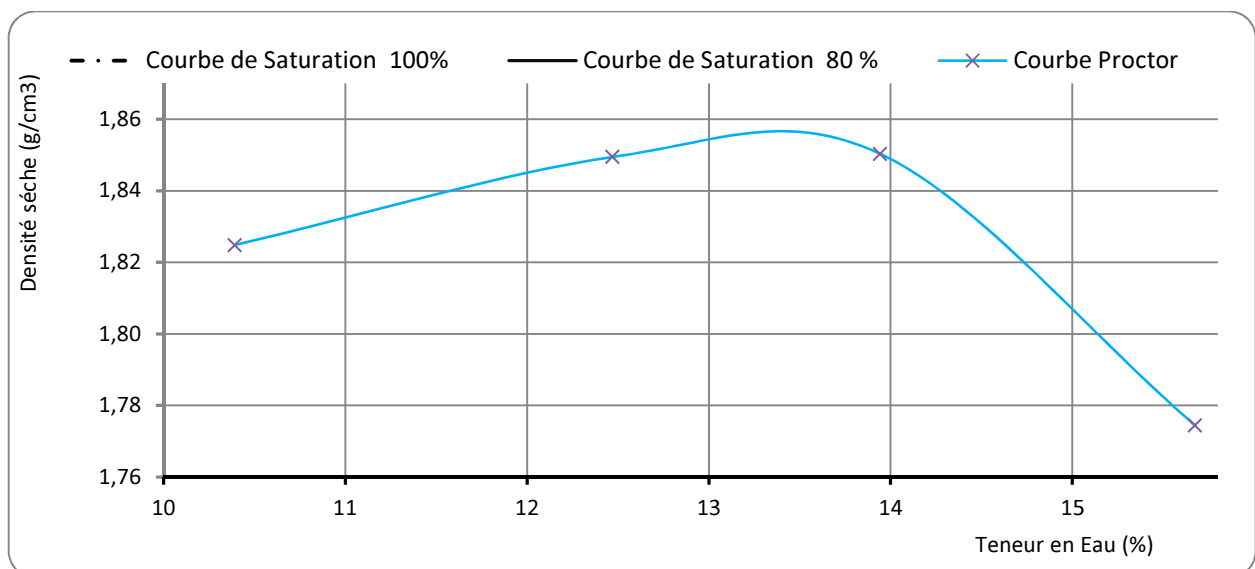


Fig.3.8. Courbe d’essai Proctor pour le quatrième Echantillon

Selon les résultats de l'essai proctor on a constaté que la teneur en eau optimale pour les différents échantillons, varie de 5,42 % à 15,30 % avec une densité sèche ρ_d varie de 1,78 g/cm³ à 2,26 g/cm³, le tableau suivant (tableau.3.9) résume les valeurs de teneur en eau avec la densité sèche ρ_d obtenue,

Echantillon	1	2	3	4
Densité Sèche ρ_d g/cm ³	2,26	2,23	1,78	1,85
Teneur en eau W_{OPT} (%)	5,42	6,39	15,30	13,60

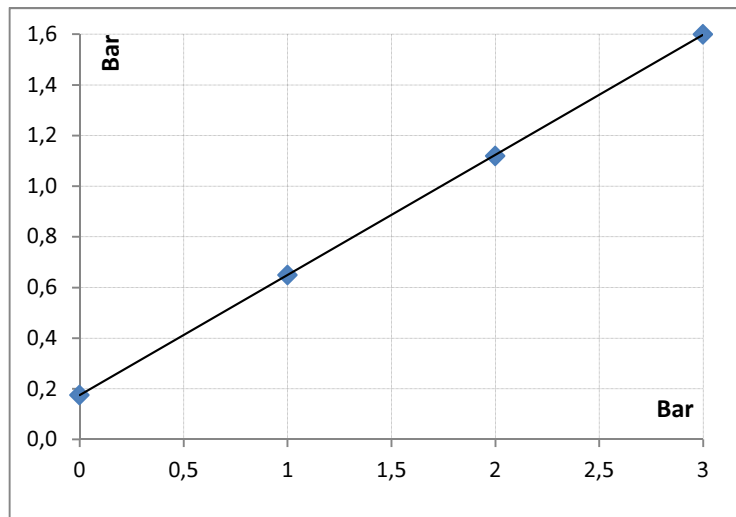
Tab.3.9 : résultats d'essai Proctor pour les différents Echantillons

On constate que la densité sèche ρ_d du premier matériau C₁B₅, est plus importante que celle du matériau A₂ et C1A2, ce qui engendre une portance plus importante du premier matériau au second A2 et C1A2.

3.2.2.2. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte

A fin d'étudier la valeur de l'angle de frottement et la cohésion on a effectué des essais mécaniques (cisaillement rectiligne),

le premier et le deuxième échantillon, les résultats obtenus sont présentés au figure.3.9,

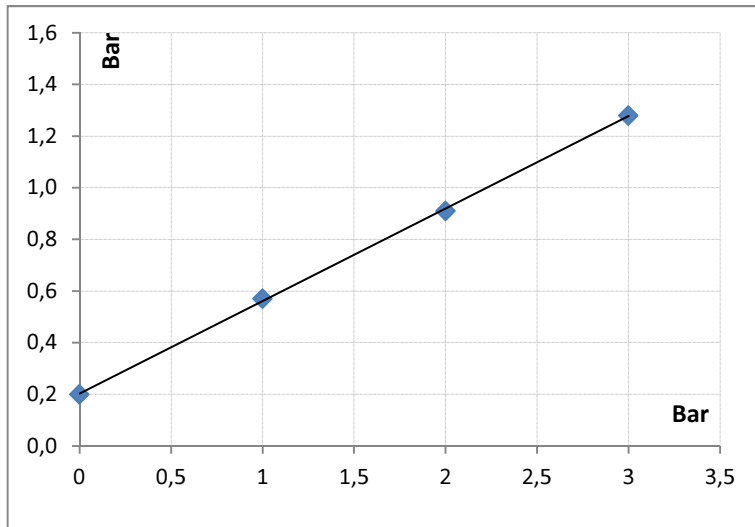


Résultats		
angle de frottement	25,41	deg
cohésion	0,18	Bar

σ	τ
1	0,65
2	1,12
3	1,6

Fig.3.9 : Courbe intrinsèque (Bar/Bar) pour le premier et le deuxième échantillon

Le troisième échantillon, les résultats obtenus sont présentés au figure.3.10 :

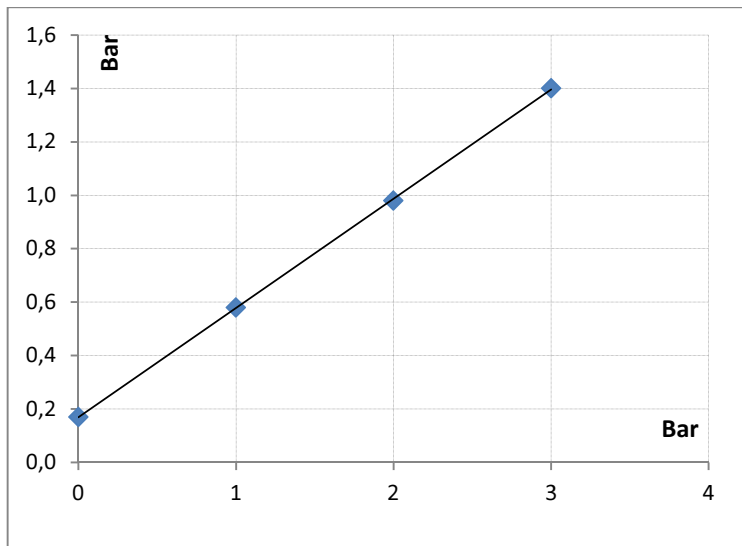


Résultats		
angle de frottement	19,54	deg
cohésion	0,20	Bar

σ	τ
1	0,57
2	0,91
3	1,28

Fig.3.10 : Courbe intrinsèque (Bar/Bar) pour le troisième échantillon

Le quatrième échantillon, les résultats obtenus sont présentés au figure.3.11 :



Résultats		
angle de frottement	22,29	deg
cohésion	0,17	Bar

σ	τ
1	0,58
2	0,98
3	1,40

Fig.3.11 : Courbe intrinsèque (Bar/Bar) pour le quatrième échantillon

On constate que l'angle de frottement varie de 19,50° à 25,5° par contre la cohésion est plus proche pour les différents échantillons,

3.3. Contrôle de qualité de compactage IN Situ

3.3.1. Essai gammadensimètre

Dans le but de contrôler les densités sèches et la teneur en eau en place (Contrôle des compacités lors d'exécution des remblais), les mesures ont été faites à l'aide du Gammadensimètre. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau tableau.3.10 suivant :

Class de sol: C1B5						
Wn		5,42				
Nombre points	Couche N°	Nombre Passes	ρ_{opt}	ρ_d	DC	W%
1	4 ^{eme}	04	2,26	2,240	99,1%	5,3
2	4 ^{eme}	04	2,26	2,210	97,8%	5,2
3	4 ^{eme}	04	2,26	2,190	96,9%	5,1
4	4 ^{eme}	04	2,26	2,210	97,8%	6,7
5	4 ^{eme}	04	2,26	2,230	98,7%	6,1
6	4 ^{eme}	04	2,26	2,260	100,0%	5,8
7	4 ^{eme}	04	2,26	2,250	99,6%	5,2
8	4 ^{eme}	04	2,26	2,230	98,7%	5,9
9	4 ^{eme}	04	2,26	2,220	98,2%	6,0
10	4 ^{eme}	04	2,26	2,250	99,6%	6,0
11	4 ^{eme}	04	2,26	2,230	98,7%	5,8

Tab.3.10 : résultats d'essai Gammadensimètre

Selon le GTR [13], et CCTP les valeur du report $DC \geq 97\% \rho_{opt}$, donc l'exécution de la couche du remblai sont bon, reste la vérification de la portance du remblai au moyen de l'essai de plaque.

3.3.2. Essai de plaque

Dans le but de déterminer le coefficient K (Le rapport de deux Modules sous chargement statique à la plaque EV_2/EV_1), on a effectué l'essai de plaque qu'est fondé sur deux cycles de chargement et déchargement, permettant la détermination de E_{V1} , E_{V2} , le Module sous chargement statique à la plaque, voir figure .3.12 :

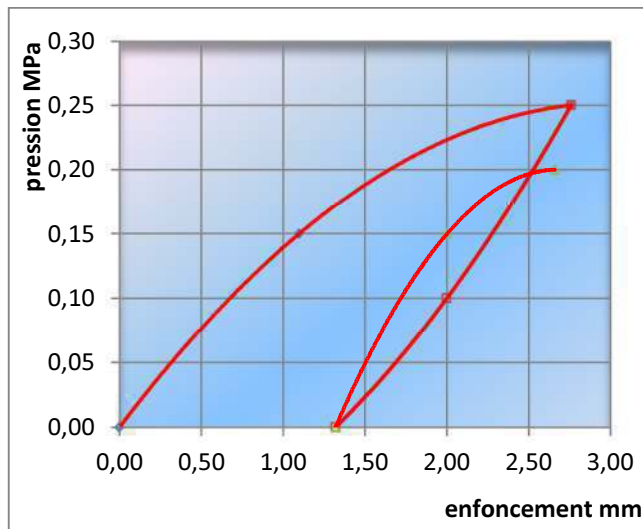


Fig.3.12 : Essai de plaque durant le chargement et le déchargement en 2 cycles pour le premier Echantillon

Les résultats d’essai de plaque pour le premier échantillon sont présentés dans le tableau.3.11 :

Expression des résultats						
Désignation		Type de Charge	Pression (MPa)	Lecture sur comparateur	Déflexion après Stabilisation	
Test	Chargement	Instantané	0.03	0,16	0,16	
		Stable		0,16		
	Déchargement	Instantané	0.00	0	0,00	
		Stable		0		
1 ^{er} Cycle	Chargement	Instantané	0.25	1,30	2,76	
		Stable		1,38		
	Déchargement	Instantané	0.00	0,66	1,32	
		Stable		0,66		
2 ^{ème} Cycle	Chargement	Instantané	0.20	1,23	2,66	
		Stable		1,33		
	Déchargement	Instantané	0.00			
		Stable				
W1	2,76	$E_{v1} = \frac{\pi}{4}(1 - \nu^2) \frac{pd}{W_1} \approx \frac{112.5}{W_1}$		K = $\frac{E_{v2}}{E_{v1}}$	1,64	
W2	1,34	$E_{v2} = \frac{\pi}{4}(1 - \nu^2) \frac{pd}{W_2} \approx \frac{90}{W_2}$				

Tab.3.11 : essai de plaque pour le premier Echantillon

A fin de valider nos résultats expérimentaux obtenus, il a été jugé nécessaire de les comparer d’une part avec les résultats obtenus à partir des méthodes théoriques et d’autre part avec les résultats obtenus numériquement. Cette dernière (méthode numérique) sera présentée dans le chapitre qui se suit.

Chapitre 4 - MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE PLAQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

4.1. Méthode des éléments finis

4.1.1. Introduction

La MEF (méthode des éléments finis) est mise au point chez boeing (Seattle, USA, calcul des structures d'aile d'avion) ; on y développe le premier élément fini sa matrice de rigidité, l'assemblage la résolution par la méthode des déplacements (publié par Turner, clough, martin et topp en 1956 seulement)

Quant aux bases théoriques générales, mariant l'analyse des structures en barres et en poutres avec celle des solides, elles sont données en 1954 à 1960 (Argyris, kelsey). Certaines idées apparurent auparavant, en particulier chez les mathématiciens pour résoudre divers problèmes aux limites

L'expression éléments finis date 1960 (clough). Les années 60 ont vu la MEF s'attaquera tous les domaines du calcul de solides et structures, avant de déborder dans d'autres domaines :

Ecoulement, souterrain, transfert de chaleur fluide.

4.1.2. Etat actuel de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est maintenant très répandue dans les industries en particulier en construction aéronautique, aérospatiale, navale et nucléaire. Elle se développe en ce moment dans les applications de la mécanique des fluides : étude de la mariée études des phénomènes de pollution thermique ou chimique, des interactions fluide-structure

De nombreux programme généraux de calcul sont disponibles pour utiliser la MEF principalement dans le domaine de la mécanique des solides citons par exemple : NASTRAN, ASKA, PLAXIS, FLAC, ABAQUIS, MARC

4.1.3. Description de la méthode des éléments finis

Il s'agit d'une méthode de calcul des milieux déformable. Elle consiste à associer au milieu réel, un milieu idéalisé par lequel on fait une hypothèse sur la forme de l'une des inconnues du problèmes, on peut par exemple, et c'est le cas le simple et le plus fréquent, suppose que le

déplacement varie linéairement à l'intérieur d'une forme quadratique, la portion de plan étudié étant décomposée en un nombre fini de cette forme

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse des problèmes statiques et dynamiques nécessite la connaissance des équations de base de la théorie de l'élasticité, de plasticité et de viscoplasticité. L'analyse des contraintes est l'un des plus importants domaines d'application de la méthode des éléments finis.

Pour la structure à analyser par cette méthode est complexe, plus la vitesse et la capacité des ordinateurs utilisés augmenteront.

Lorsque cette méthode est utilisée pour déterminer les contraintes ou les déplacements des éléments dus à un système de charge connu dans une structure, celle-ci sera divisée en un nombre d'éléments finis comme le montre la figure 4.1

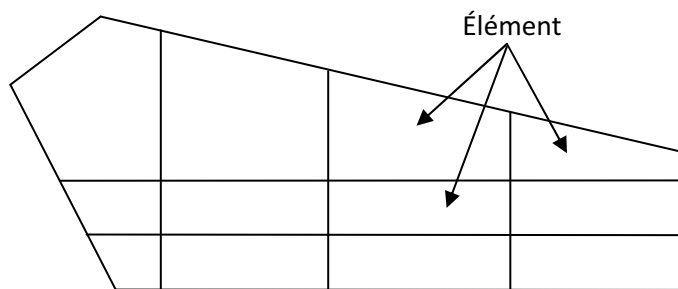


Fig. 4.1 : discrétisation de la structure.

La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposé liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés point nodaux ou nœuds. Ces nœuds se trouvent aux coins des éléments et dans tout le long de leur frontière, comme montre la figure 4.2 suivante :

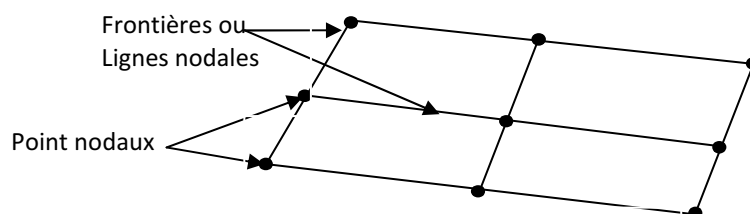


Fig. 4.2 : les nœuds et les frontières.

Des types d'éléments utilisés pour la discrétisation de la structure dépendent de géométrie de cette dernière. Ils peuvent être unidimensionnels, bidimensionnels ou tridimensionnels. Les figures ci-dessous nous montrons les types d'éléments.

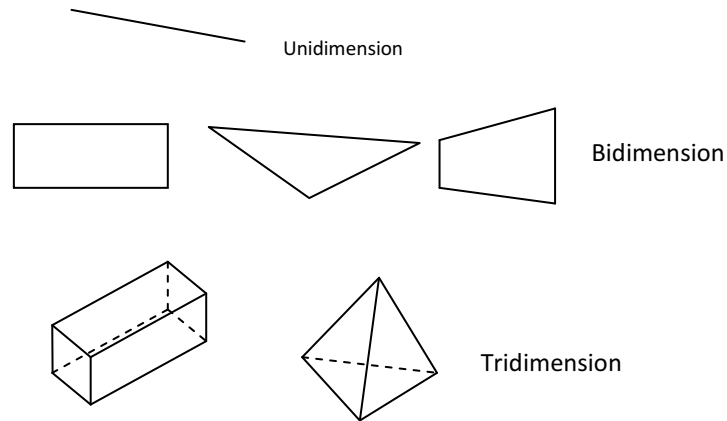


Fig.4.3 : différents types d'éléments

L'une des caractéristiques de la méthode est que l'analyse n'est pas obligée d'utiliser un seul type d'élément pour analyse complète d'une structure. Une structure formée de plusieurs sous structure de types différents (uni, bi ou tridimensionnels) peut être analysée par la méthode des éléments finis.

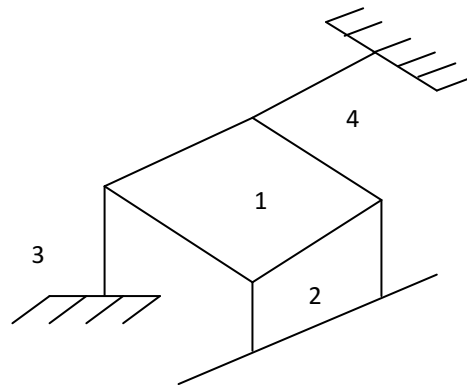


Fig.4.4 : Structure à différents éléments

Chaque sou structure de la Figure 4.4 est formée de quatre sous structure. Si on utilise la méthode des éléments finis pour l'analyser cette structure, 1et2 seront divisées en éléments bidimensionnels ; 3et 4 en éléments unidimensionnels [8].

Quand la structure considérée est subdivisée en nombre fini d'élément, notre objectif est d'obtenir pour l'élément une expression de la forme :

$$\{p\} = [k] \cdot \{\delta\} \tag{4.1}$$

Cette expression relie les forces et les déplacements aux nœuds part L'intermédiaire de la matrice de rigidité. La première étape dans l'analyse est de choisir une fonction de déplacement de tous les points de l'élément. La forme la plus convenable de la fonction de déplacement est un polynôme en fonction de (x ou xy ou xyz)

La fonction de déplacement doit avoir les propriétés suivantes :

- i. le polynôme doit être continu sur le domaine de l'élément.
- ii. le polynôme doit être complet jusqu' à l'ordre n, est l'ordre de la dérivée la plus élevée
- iii. les dérivées d'ordre (n-1) du polynôme de déplacement doivent être continues à travers les frontières de l'élément.
- iv. le nombre des termes indépendants dans le polynôme doit être égal au nombre de composants des déplacements qui sont à calculer.

Pour le cas tridimensionnel le polynôme de déplacement peut être écrit sous forme matricielle :

$$\{f(x, y, z)\} = [\Phi(x, y, z)] \cdot \{\alpha\} \quad (4.2)$$

Où :

$\{\alpha\}$: est un vecteur de coefficients constants

$[\Phi(x, y, z)]$: est matrice.

Soit le tétraèdre avec les nœuds i , j , k , l chaque nœud a trois composants de déplacement u , v , w suivant la direction x , y , z respectivement.

Chacune de ces composants est exprimée en fonction des coordonnées nodales

$$\{\delta\} = [A] \cdot \{\alpha\} \quad (4.3)$$

Où $[A]$ est une matrice carrée de coordonnées nodales

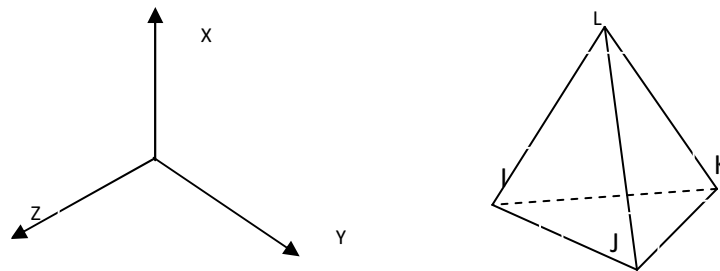


Fig. 4.5 : tétraèdre.

$$\{\alpha\} = [A^{-1}] \cdot \{\delta\} \quad (4.4)$$

Si l'expression (4-4) est substituée dans (4-3) on obtient :

$$\{f(x, y, z)\} = [\Phi(x, y, z)] \cdot [A^{-1}] \cdot \{\delta\} \quad (4.5)$$

L'étape suit dans l'analyse consiste à déterminer la distribution des déformations à travers l'élément.

4.1.4. Relation entre déformations, contraintes, déplacements

$$\{\varepsilon(x, y, z)\} = [\beta(x, y, z)] \cdot \{\alpha\} \quad (4.6)$$

$$\{\varepsilon(x, y, z)\} = [\beta(x, y, z)] \cdot [A^{-1}] \{\delta\} \quad (4.7)$$

On peut déterminer les contraintes par la relation suivante

$$\{\sigma(x, y, z)\} = [D] \cdot \{\varepsilon(x, y, z)\} \quad (4.8)$$

Où [D] matrice d'élasticité

En remplace (4-7) dans (4-8)

$$\{\sigma(x, y, z)\} = [D] \cdot [\beta(x, y, z)] [A^{-1}] \cdot \{\delta\} \quad (4.9)$$

4.1.5. Principe des travaux virtuels

La matrice de rigidité [K] de l'élément peut être obtenue en égalisant le travail externe w_{ext} des forces [p] appliquées aux nœuds, avec le travail interne w_{int} dû à un déplacement virtuel $\{\delta^*\}$.

$$\begin{aligned}
 & [D] \cdot [\beta(x, y, z)] [A^{-1}] \cdot \{\delta^*\} dv \\
 & W_{ext} = \{\delta^*\}^T \cdot \{P\} \\
 & W_{int} = \int_v \left(\{\varepsilon(x, y, z)\}^T \cdot \{\sigma(x, y, z)\} \right) dv \\
 & \{\delta^*\}^T \cdot \{P\} = \int_v \left(\{\delta^*\}^T \cdot \{B(x, y, z)\}^T \cdot \{A^{-1}\}^T \cdot [D] \cdot [B(x, y, z)] \cdot [A^{-1}] \cdot \{\delta^*\} \right) dv \\
 & [K] = [A^{-1}]^T \cdot \int_v [B(x, y, z)]^T \cdot [D] \cdot [B(x, y, z)] \cdot dv \cdot [A^{-1}] \quad (4.10)
 \end{aligned}$$

4.1.6. Déformations Planes

$$\begin{cases} u = u(x, y) \\ v = v(x, y) \\ \omega = 0 \end{cases}$$

Où u , v , ω : se sont les composantes de déplacement

Les relations entre les déformations et les déplacements sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \varepsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \end{array} \right.$$

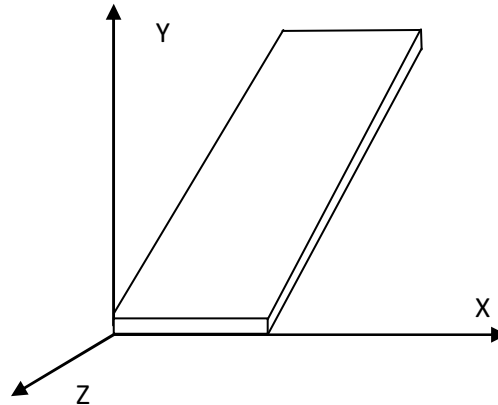


Fig.4.6 : Exemple d'une structure en déformation

Et les équations d'équilibre seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + f_x = 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + f_y = 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + f_z = 0 \end{array} \right.$$

4.1.7. Contraintes planes

La condition de contraintes planes est caractérisée par le fait que la dimension suivant la direction z est très petite par rapport aux deux autres. Dans ce cas les contraintes soient de la forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \sigma_x(x, y) \\ \sigma_y = \sigma_y(x, y) \\ \tau_{xy} = \tau_{xy}(x, y) = 0 \end{array} \right.$$

Les équations d'équilibre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + f_x = 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + f_y = 0 \end{array} \right.$$

D'autre part les relations entre les déformations et les contraintes seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y) \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x) \\ \gamma_{xy} = \frac{1}{G}\tau_{xy} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y) \\ \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x) \\ \tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} \end{array} \right.$$

4.2. Description sur le code de calcul par *Plaxis*

4.2.1. Présentation de *PLAXIS*

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

4.2.2. Le code éléments finis *PLAXIS*

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement [8].

4.2.3. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans *PLAXIS* : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples

puisque'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans *PLAXIS*. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projecteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.2.4. Les modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS*

4.2.4.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

La modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [8].

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple.

4.2.4.2. Comportement elasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 Figure 4.7.

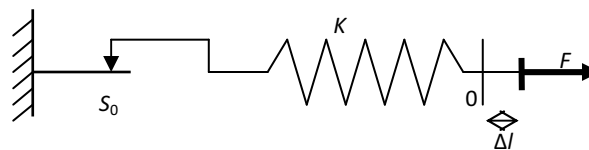


Fig.4.7 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 4.8

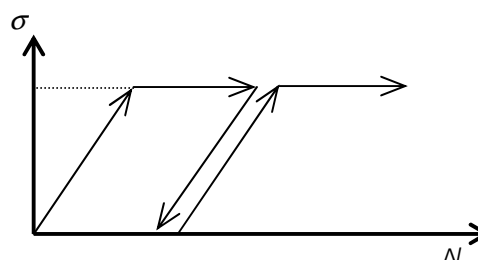


Fig. 4.8 : Représentation du comportement élastique

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

Le type de comportement représenté par la figure 4.8 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 4.9 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

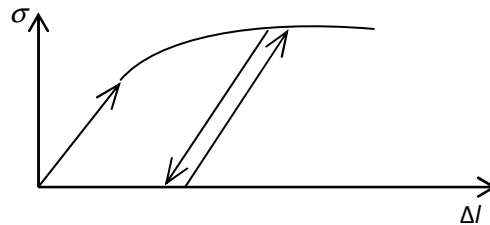


Fig. 4.9 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

4.2.4.3. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches [8].

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 4.10 :

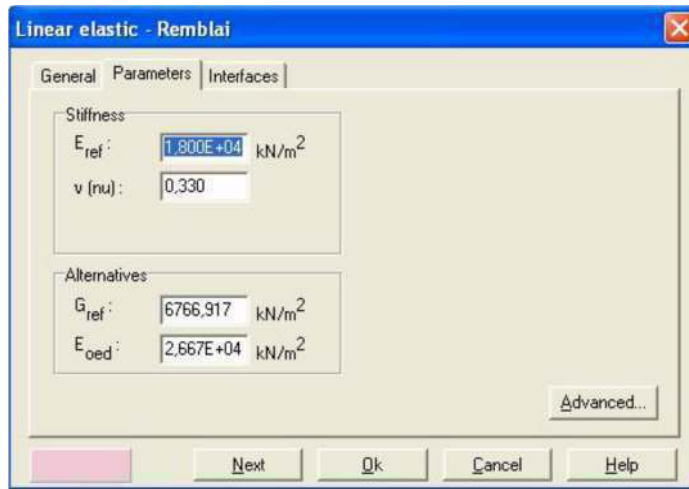


Fig. 4.10 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure 4.11 :

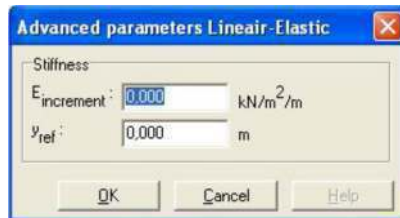


Fig. 4.11 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{avec} \quad y < y_{ref} \quad (4.10)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

4.2.4.4. Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau Figure. 4.12

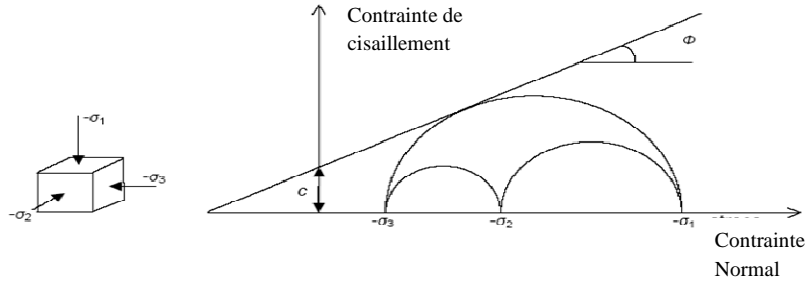


Fig.4.12 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Fig.4.13) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

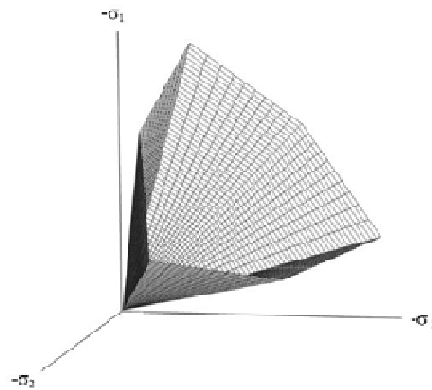


Fig.4.13 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

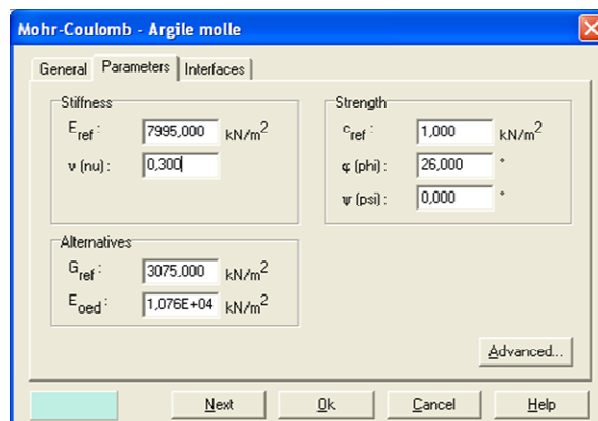


Fig. 4.14 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

a. Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Fig.4.15).

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

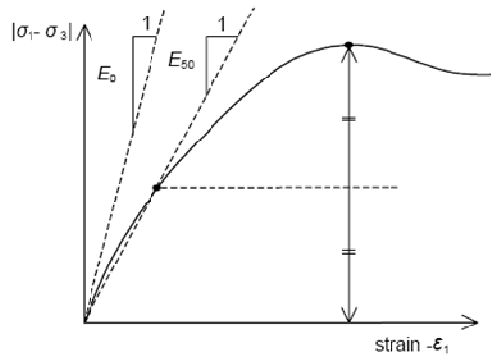


Fig. 4.15 : Définition du module à 50 % de la rupture

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

b. Coefficient de Poisson :

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

c. Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d. Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en kPa/m).

e. Angle de dilatance

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

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ \end{aligned}$$

f. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 4.13). Celles ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g. Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés Figure.4.16

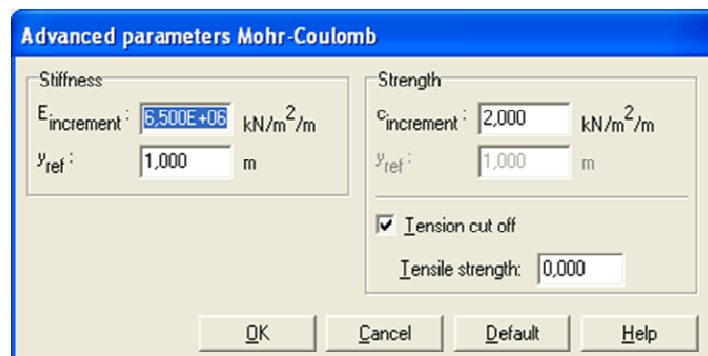


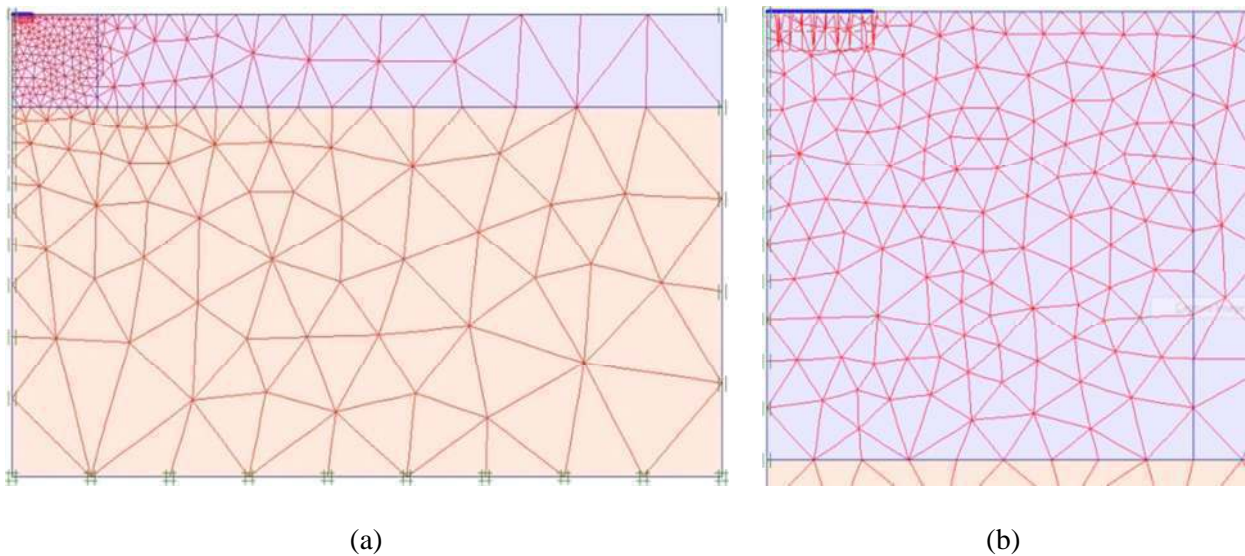
Fig.4.16 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

4.3. Modélisation par éléments finis

4.3.1. Maillage

On règle la finesse du maillage présenté sur la figure 4.17 et le type de maillage utilisé pour les calculs. Il est constitué d'éléments quadratiques et bien raffiné autour de la plaque.

Le modèle axiomètre de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage à une extension horizontale de 10m et Verticale de 6m. Le nombre d'éléments est de 413 éléments et le nombre de nœuds est de 3460 nœuds, avec dimension moyenne de l'élément $381,15 \cdot 10^{-3}$ m. La plaque est modélisée avec plate.



(a) (b)
Fig. 4.17 – Maillage du modèle :
(a) – vue d'ensemble, (b) – zoom sur le pourtour de la plaque

Tous les points de la (ou des) surface(s) d'appui du massif sur le sol doivent être situés à plus de 1,20 m du centre de la plaque de chargement.

D'après le CCTP minimum requis pour la vérification représente dans le tableau 4.1

Type	EV2 MPa	K
forme	>30	<2.2
remblai	>50	<2.0
drainage (forme)	>30	NR
drainage (purge)	>50	NR

Tab.4.1: Minimum requis pour la vérification selon le CCTP

EV₁, EV₂ : les modules sous chargement statique à la plaque pour les deux cycles de chargement

K : Le rapport de deux Module sous chargement statique à la plaque

W₁, W₂ : la déflexion de plaque pour les deux cycles de chargement

$$EV_1 = \frac{112,5}{W_1}, \quad EV_2 = \frac{90}{W_2}, \quad K = \frac{EV_2}{EV_1} = 0,8 \frac{W_1}{W_2}$$

4.3.2. Comportement des matériaux

4.3.2.1. Plaque

Pour le comportement de la plaque on utilise une loi élastoplastique linéaire isotrope, avec un module d'élasticité E de 210 000 MPa et un coefficient de poisson ν de 0,25 (NF_P94-117-1). Les paramètres des éléments de massif représentant la plaque dans la modélisation bidimensionnelle sont choisis de manière à conservation la rigidité en flexion EI et la rigidité axiale EA de la plaque. Cette conservation se traduit par l'équation suivante :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

Où d_{eq} l'épaisseur équivalente, E est le module d'élasticité, I le moment d'inertie et A la section.

4.3.2.2. Interface

Une "épaisseur virtuelle" est assignée à l'interface c'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface, Le facteur (R_{inter}) relie les caractéristiques de l'interfaces frottement de la plaque et la adhérence aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion), le facteur est défini par les deux relations suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Tan } \varphi_{interface} &= R_{inter} \text{ tan } \varphi_{sol} \\ \text{et } C_{interface} &= R_{inter} C_{sol} \text{ avec } C_{sol} = C_{ref} \end{aligned}$$

On réduit les propriétés d'interface ($R_{inter} = 0,01$) au niveau du contacte remblai avec la plaque, l'interface dans ce cas est lisse (couche aussi mince en sable propre).

4.3.2.3. Remblai

Pour le comportement de remblai on à utilisé une loi élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb, les paramètres des éléments de massif sont représentés dans le tableau suivante :

Paramètres	Nom		Unité
Poids volumique sèche	γ	22,6	kN/m ³
Poids volumique sature	γ_{sat}	25,5	kN/m ³
Perméabilité horizontale	K_x	1,157E-05	m/jour
Perméabilité verticale	K_y	1,157E-05	m/jour
Module d'Young	E_{re}	6E+4	kN/m ²
Coefficient de poison	ν	0,3	-
Cohésion	C_{ref}	15,5	KPa
Angle de frottement	φ	24	deg
Angle de dilatance	ψ	0,0	deg
Resistance d'interface	R_{int}	0,01	-

Tab.4.2: Propriété de remblai

4.3.3. Condition aux limites

Le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage. La base du maillage est maintenue fixe tant horizontalement que verticalement.

4.3.4. Initialisation des contraintes

La distinction entre la zone saturée et la zone non saturée se fait au moment de l'initialisation des contraintes, dans ce cas on ne tient pas compte de la nappe phréatique. L'état de contrainte initial est de type géostatique, les contraintes verticales sont dues au poids de remblai et les contraintes horizontales effectives sont proportionnelles aux contraintes verticales effectives. Le coefficient de proportionnalité ou coefficient de pression de remblai au repos, est calculé à l'aide de la formule de Jaky(1944) : $K_0 = 1 - \sin \varphi$, la figure 4.18 génère les contraintes initiales.

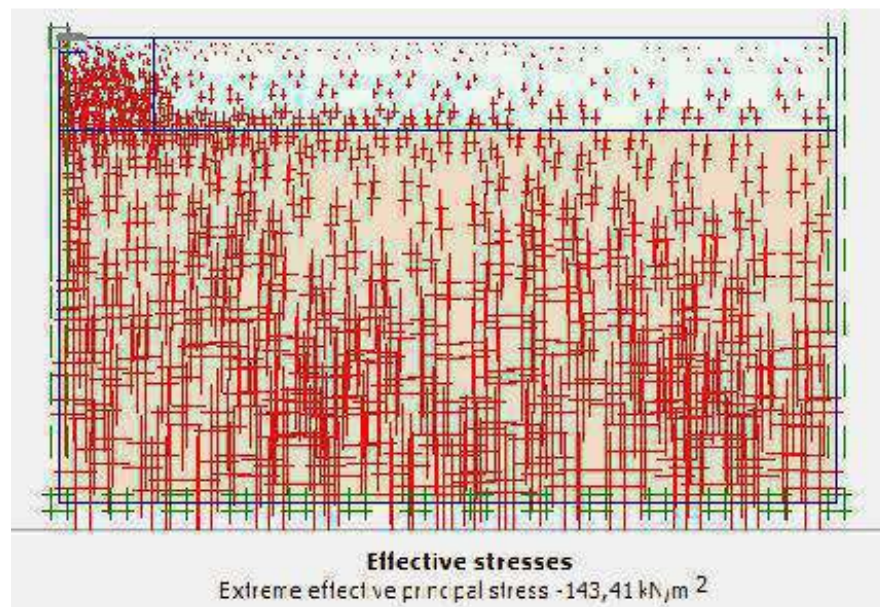


Fig.4.18 : Génération des contraintes initiales

4.3.5. Chargement

Le calcul simule les différentes étapes d'exécution de l'essai. Pour le premier chargement on applique une pression uniformément répartie de 0,25 MPa, après le déchargement de la plaque est modélisée par la désactivation de la pression, le deuxième chargement est modélisé avec une pression uniformément répartie de 0,20 MPa. Enfin, le déchargement est modélisé par désactivation de la pression.

4.3.6. Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en six phases :

Phase 0 : Initiation des contraintes

Initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : chargement de la plaque

La plaque doit être chargée (0,25 MPa) par palier, réaliser en 30 secondes, Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique
- Choisir des points de suivi des déplacements et contraintes au milieu de la plaque.

Phase 2 : stabilisation de la déflexion de la plate forme

Celle-ci doit être maintenue sur une période de 15 secondes,

Phase 3 : déchargement de la plaque

Annuler la charge à ce stade sur une période de 5secondes,

Phase 4 : second chargement de la plaque

La plaque doit être chargée (0,20 MPa) par palier, réaliser en 24 secondes,

Phase 5 : stabilisation de la déflexion de la plate forme

Celle-ci doit être maintenue sur une période de 12 secondes,

Phase 6 : déchargement de la plaque

Annuler la charge.

4.4. Présentation des résultats et analyse

La totalité du calcul se déroule dans le domaine élastique. Il en découle que le calcul est très rapide. Les résultats de la modélisation numérique sont montrés sur la figure 4.19, en comparaison avec les mesures obtenus expérimentalement.

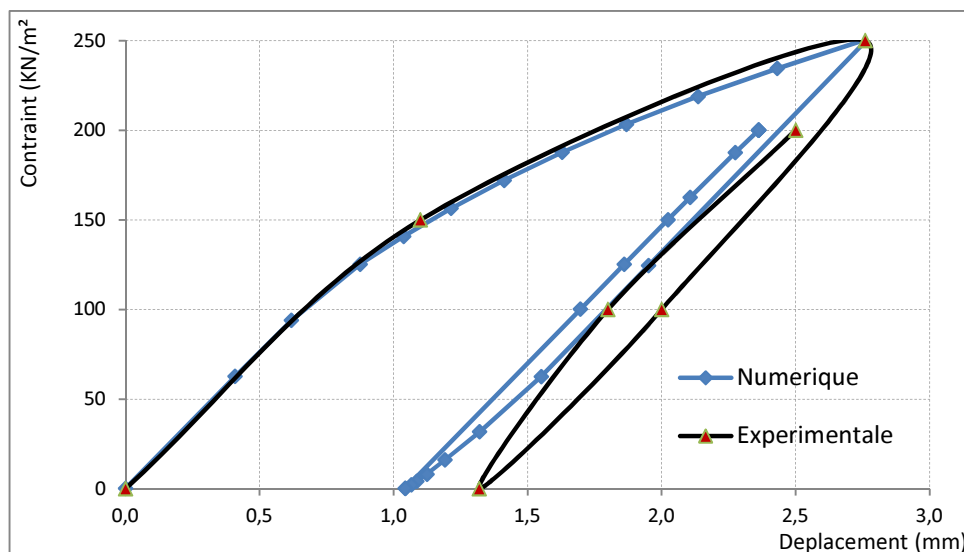


Fig.4.19 : Résultat de la modélisation de l'essai de chargement

On présente ci-dessous les résultats de la modélisation numérique pour l'essai de plaque, que l'on compare aux mesures obtenues à partir des méthodes théoriques. La figure 4.20 représente le déplacement vertical en fonction de la charge appliquée pour le début de l'essai,

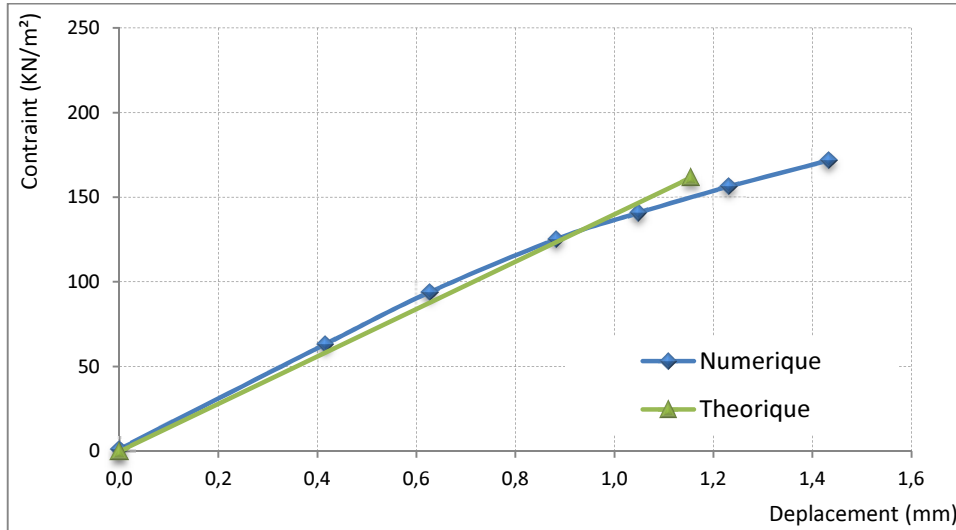


Fig.4.20. : Résultat début de l'essai de plaque

On constate d'après cette figure que les résultats de la modélisation numérique sont compatibles par rapport aux résultats théoriques

La figure 4.21 est représentée, sous forme de lignes d'isovaleurs, les déplacements totaux calculés Autour de la plaque pour l'essai n°146 et pour une pression appliquée de 250 KPa et de 200 KPa de deux cycles de chargement et déchargement. Par ailleurs, les lignes d'isovaleurs sont plus resserrées ce qui traduit une concentration des déformations autour de la plaque.

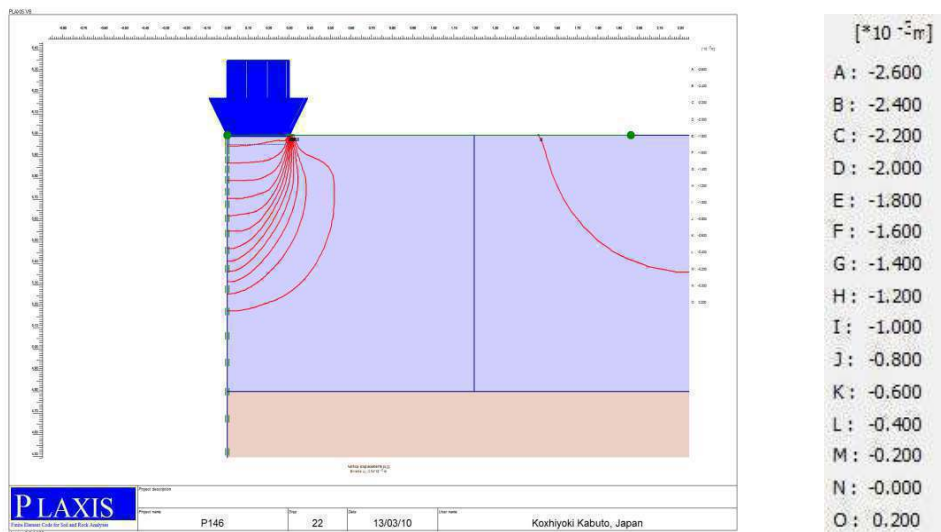


Figure 4.21 – Isovaleurs des déplacements autour de la plaque

4.5. Etude paramétrique

4.5.1. Introduction

L'étude paramétrique sera effectuée sur le modèle du remblai. Il sera question de montrer l'effet des différents paramètres sur le comportement du sol, avec les mêmes données et on change chaque fois les paramètres à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables. On a trois types de paramètres :

- Les paramètres géotechniques ;
- l'écart entre la simulation numérique et expérimentale ;
- Les paramètres géométriques du remblai.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur les résultats de déplacements (déflexion) dans le remblai.

4.5.2. Paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on étudie l'influence des cinq paramètres suivants :

- La cohésion c
- L'angle de frottement ϕ
- Le module d'Young E
- Le coefficient de poisson ν
- le coefficient de pression des terres au repos K_0

4.5.2.1. Cohésion c

On présente ci-dessous les résultats de la modélisation numérique pour l'essai de plaque, que l'on compare aux mesures obtenues expérimentalement. La figure 4.22 représente le déplacement vertical en fonction de la charge appliquée pour les deux cycles de chargement et déchargement (NF_P94-117-1) [36].

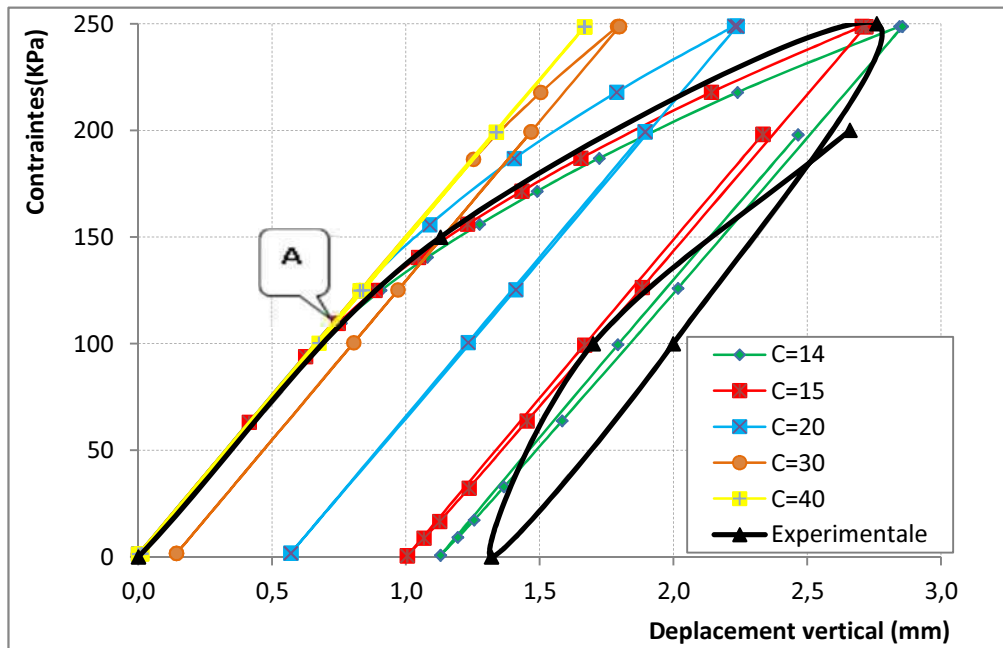


Figure 4.22 – Courbe Charge Déplacement de la modélisation de l’essai de plaque

Les déplacements calculés par le modèles de Mohr-Coulomb comme on a pu le constater sur les figures 4.21, lorsque la Cohésion augmente, l’élargissement de la courbe diminue donc on observe l’évolution inverse de déplacements, qui rend assez bien compte de la variation de la pente (la tangente) au tour d’un point A de la courbe charge-déplacement, On note également que pour les essais N° 180, la modélisation numérique avec le modèles de Mohr-Coulomb donne des déplacements très proches des mesures expérimentales.

Les valeurs du module sous chargement statique à la plaque EV_1 , EV_2 et le rapport K (EV_2/EV_1) obtenus numériquement à l’aide de code Plaxis et avec le model Mohr Coulomb, sous l’influence de la variation de Cohésion C , sont regroupés dans le tableau 4.3.

	Cas	C (KPa)	W1 (mm)	W2 (mm)	$EV_1 =$ 112,5/W1	$EV_2 =$ 90/W2	$K =$ EV_2/EV_1	OBS
Numérique	180	15,0	2,718	1,330	41,391	67,676	1,635	OK
	176	20,0	2,238	1,325	50,269	67,920	1,351	OK
	178	30,0	1,798	1,325	62,553	67,918	1,086	OK
	179	40,0	1,669	1,325	67,426	67,918	1,007	OK
Expérimental			2,760	1,340	40,761	67,164	1,648	OK

Tableau 4.3 : Résultats des essais de plaque avec la variation de la cohésion C

Les variations du module sous chargement statique à la plaque EV_2 et le rapport K avec la cohésion sont présentes dans la figure 4.23

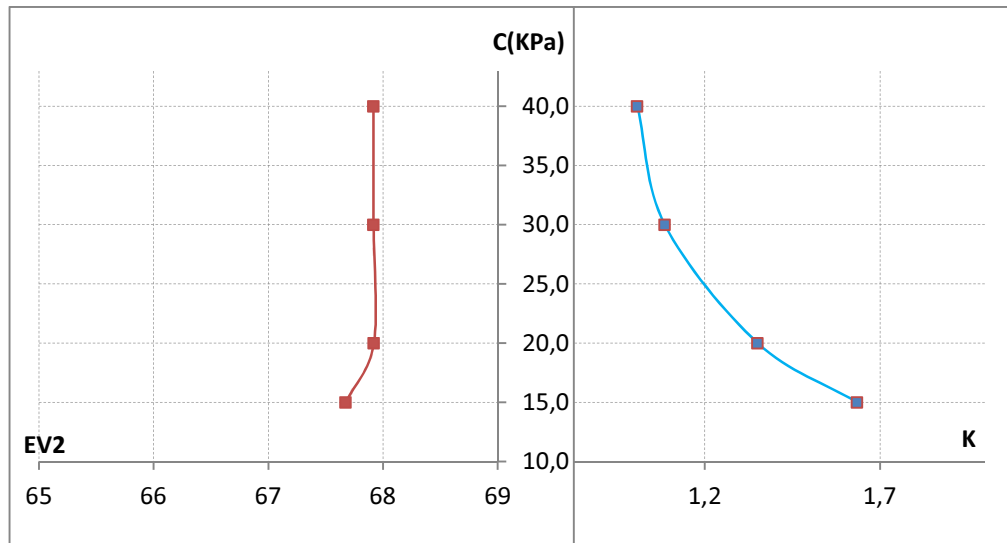


Figure 4.23 –L’Influence de la variation de la Cohésion C sur le module sous chargement statique à la plaque EV_2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

D’après les résultats obtenus au figure 4.23 on constate que l’influence de la cohésion sur le Module sous chargement statique à la plaque EV_2 est presque négligeable c'est-à-dire lorsque la cohésion C augmente le Module sous chargement statique à la plaque EV_2 devient constant. Par contre l’influence de la cohésion sur le rapport K (EV_2/EV_1) devient considérable car lorsque la cohésion C augmente le rapport K diminue.

Les résultats obtenus sont en accord avec l’effet de l’augmentation de la cohésion sur le comportement du remblai (plus de cohésion donne plus de résistance) le module sous charge statique augmente $EV_2 > 50 \text{MPa}$ et le rapport K (EV_2/EV_1) $K < 2$, donc un bon compactage.

4.5.2.2. L’Angle de frottement ϕ

On présente ci-dessous les résultats de la modélisation numérique pour l’essai de plaque, que l’on compare aux mesures obtenues expérimentalement. La figure 4.24 représente le déplacement vertical en fonction de la charge appliquée pour les deux cycles de chargement et déchargement (NF_P94-117-1).

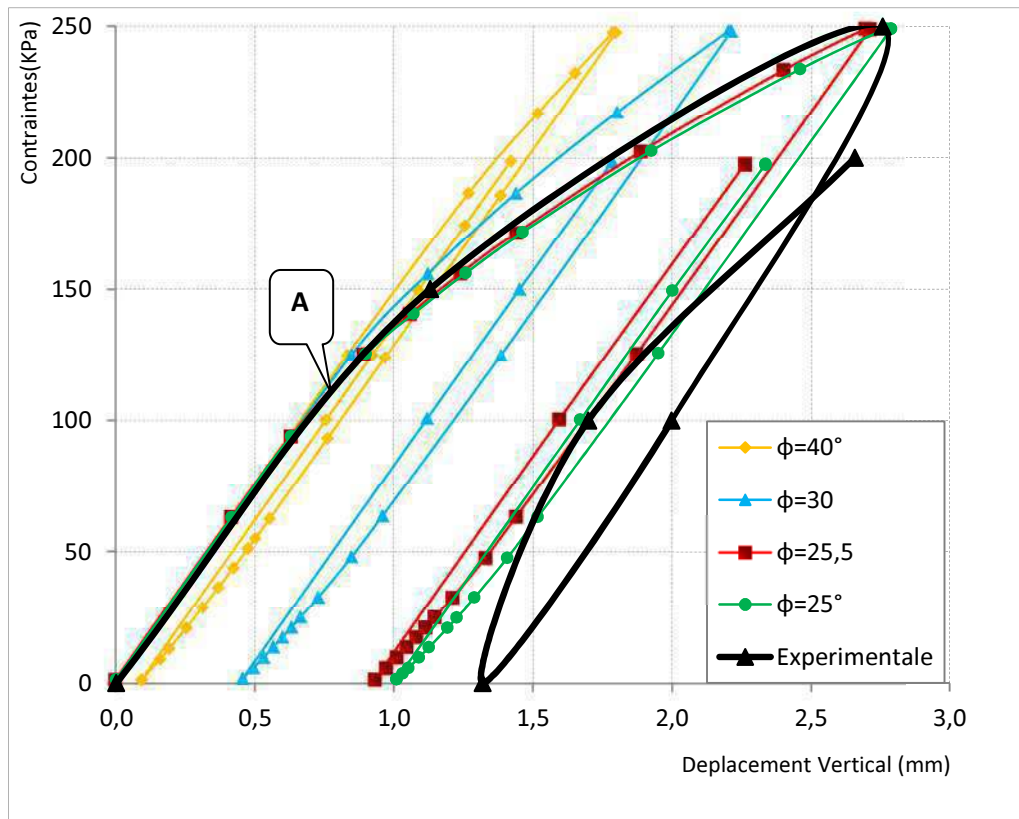


Fig. 4.24 – Courbe charge déplacement vertical de la modélisation De l’essai de plaque

Les déplacements calculés par le modèles de Mohr-Coulomb comme on a pu le constate sur les figures 4.24, lorsque l’angle de frottement augmente, l’élargissement de la courbe diminue donc on observe l’évolution inverse de déplacements, qui rend assez bien compte de la variation de la pente au tour d’un point A de la courbe charge-déplacement, On note également que pour l’essai N° 123, la simulation avec le modèles de Mohr-Coulomb donne des déplacements très proches des mesures expérimentale.

Les résultats obtenus numériquement à l’aide de code Plaxis et avec le model Mohr Coulomb avec la variation successivement du coefficient de frottement ϕ sont présentes sur le tableau 4.4.

	Cas	ϕ (deg)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1 = 112,5/W1	EV2 = 90/W2	K= EV2/EV1	OBS
Numérique	123	25	2,79	1,328	40,317	67,436	1,68	OK
	127	25,5	2,71	1,331	41,506	67,624	1,629	OK
	93	30	2,213	1,328	50,845	67,792	1,333	OK
	129	40	1,797	1,327	62,597	67,843	1,084	OK
Expérimental			2,76	1,34	40,761	67,164	1,648	OK

Tab.4.4. : Résultats de l’essai de plaque avec la variation d’angle de frottement ϕ

Les résultats obtenus sont montrés sur la figure 4.25

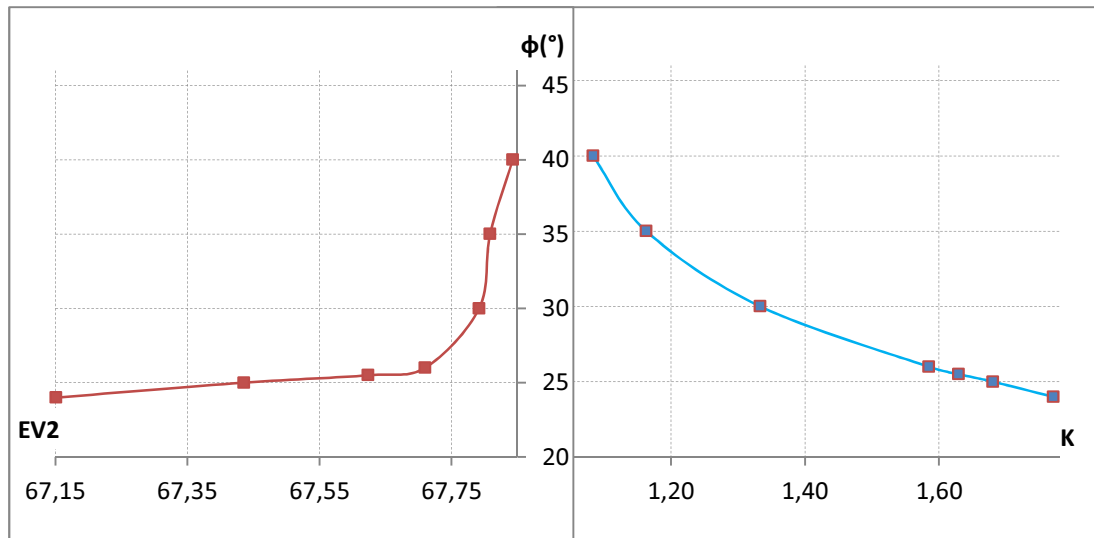


Fig. 4.25 –L'Influence de la variation de l'angle de frottement ϕ sur le module sous chargement statique à la plaque EV_2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

L'influence de l'angle de frottement interne ϕ sur le module sous chargement statique à la plaque EV_2 . Il est clair que lorsque l'angle de frottement interne ϕ augmenté, le module sous chargement statique à la plaque EV_2 est constant.

D'après les résultats on constate que les valeurs de Module sous chargement statique à la plaque EV_2 et le rapport K (EV_2/EV_1) obtenus numériquement ce convergent pour le cas ou l'angle de frottement interne $\phi=25,5^\circ$, $C=15,5$ KPa, $E = 6,5E+4$ MPa, $\nu=0,20$.

D'après la figure on constate qu'il y a une influence considérable lors de l'augmentation de l'angle de frottement, on observe que le module sous charge statique EV_2 augment et l'évolution inverse de rapport $K(EV_2/EV_1)$, et donc un bon compactage.

4.5.2.3. Module d'Young E

Nous avons tenu à regarder l'influence de la valeur variation de Module d'Young E, donc on refait le calcul de l'essai de plaque et on choisissant successivement un E de $4E+4$ MPa à $6,5E+4$ MPa, avec un angel de frottement $\phi =30^\circ$, cohésion $C=14$ KPa, et Coefficient de Poison $\nu=0,20$, Les résultats obtenus numériquement a l'aide de code Plaxis et avec le model Mohr Coulomb, sont présente a La figure 4.26.

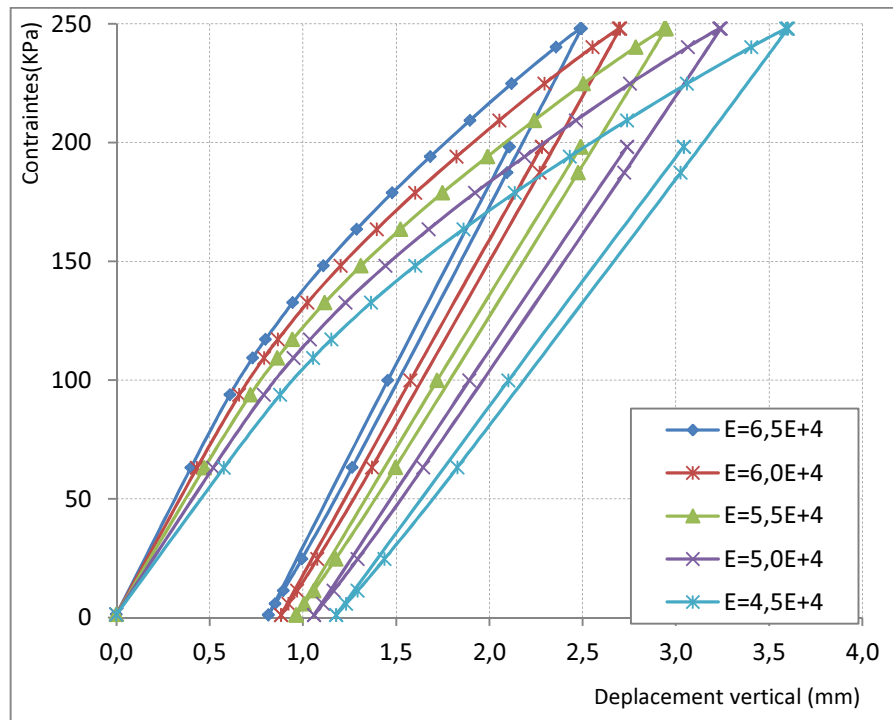


Figure 4.26 – L’Influence de Module de Young sur la courbe chargement déplacement (essai de plaque)

Les déplacements calculés par le modèle de Mohr-Coulomb comme on a pu le constater sur la figure 4.26, lorsque le module d’Young augmente, on observe l’évolution inverse de déplacements.

Les résultats obtenus numériquement à l’aide de code Plaxis et avec la variation successivement de module de d’Young E sont présentés sur le tableau 4.5

	Cas	E (KN/m ²)	Z1 (mm)	Z2 (mm)	Z3 (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1 = 112,5/W1	EV2 = 90/W2	K= EV2/EV1	OBS
Numérique	173	4,5E+04	3,60	1,18	3,04	3,601	1,866	31,237	48,236	1,544	NO
	172	5,0E+04	3,24	1,06	2,74	3,242	1,680	34,706	53,583	1,544	OK
	171	5,5E+04	2,95	0,96	2,49	2,947	1,527	38,174	58,929	1,544	OK
	170	6,0E+04	2,70	0,88	2,28	2,701	1,400	41,648	64,268	1,543	OK
	169	6,5E+04	2,49	0,81	2,11	2,494	1,293	45,116	69,608	1,543	OK
Expérimental			2,760	1,320	2,660	2,760	1,340	40,761	67,164	1,648	OK

Tab.4.5. : Résultats des essais de plaque avec la variation de Module de d’Young E

Les variations du module sous chargement statique à la plaque EV₂ et le rapport K avec le Module de d’Young E suivent une loi linéaire (figure 4.27)

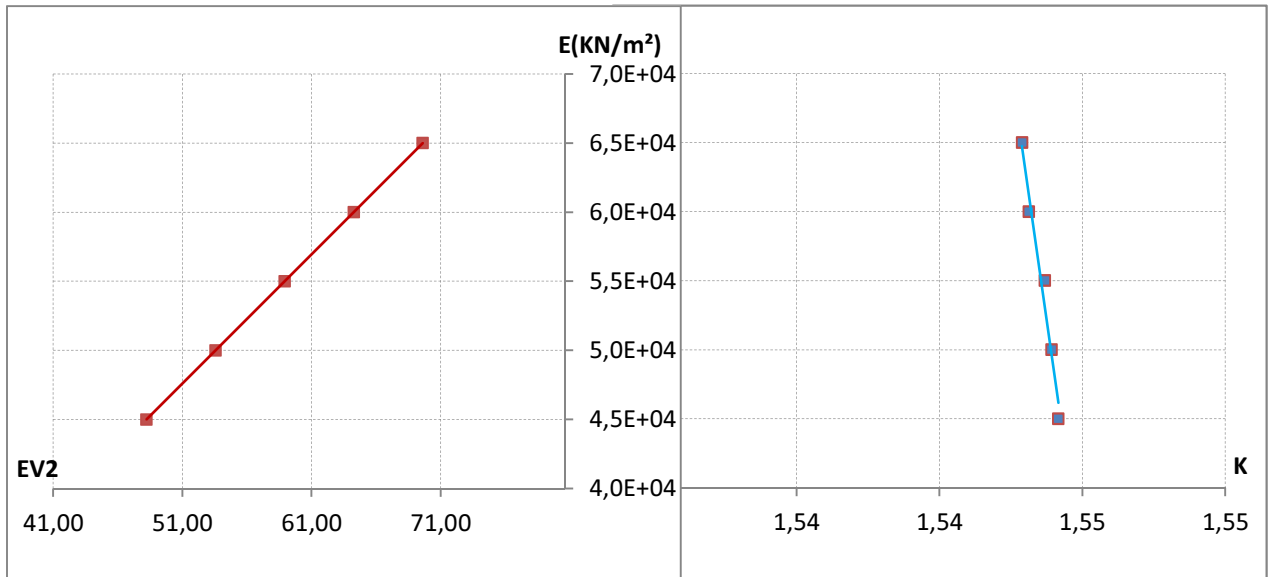


Fig.4.27 : L’Influence de la variation de Module de d’Young E sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

Lorsque Le module d’Young E augment le rapport K (EV_2/EV_1) est constant puisque le module sous chargement statique à la plaque EV_2 augment avec l’augmentation de module sous chargement statique à la plaque EV_1 , c'est-à-dire EV_2 et EV_1 augmentent avec la même proportion.

4.5.2.4. Coefficient de Poisson ν

On présente ci-dessous les résultats de la modélisation pour l’essai de plaque. La figure 4.28 représente le déplacement vertical en fonction de la charge appliquée pour les deux cycles de chargement et déchargement (NF_P94-117-1).

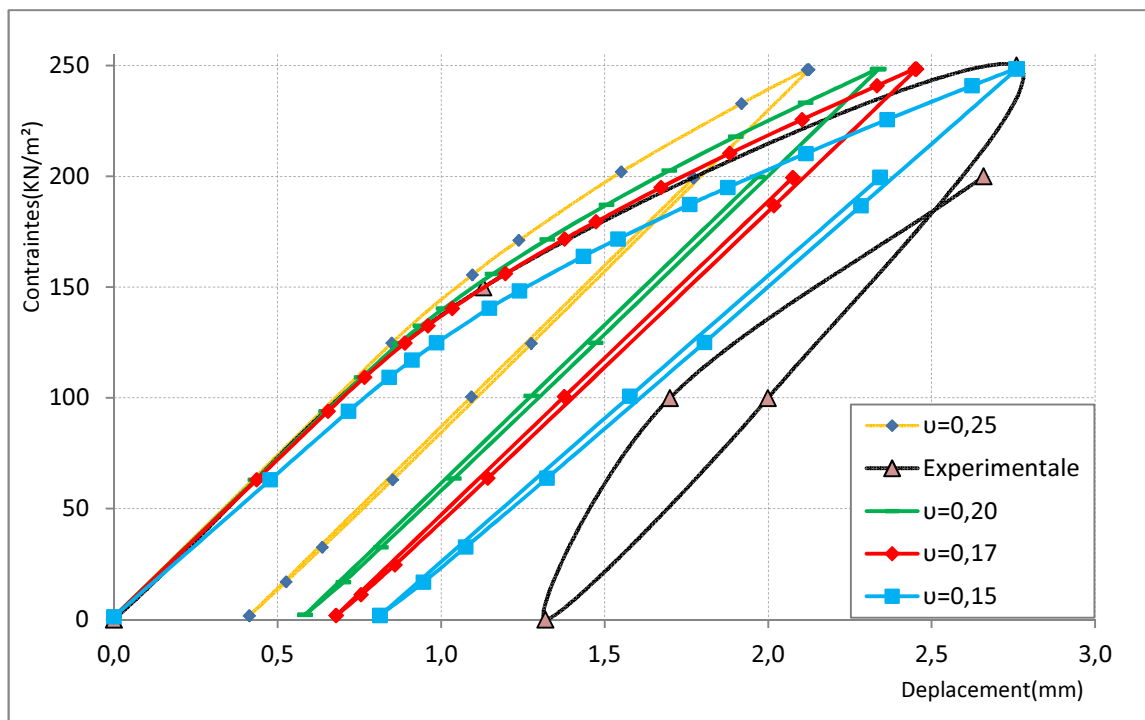


Figure 4.28 – L’Influence de Coefficient de Poisson sur la courbe chargement déplacement (essai de plaque)

Les déplacements calculés par le modèle de Mohr-Coulomb comme on a pu le constater sur la figure 4.28, lorsque le coefficient de Poisson augmente, on observe l'évolution inverse de déplacements.

Nous avons tenu à regarder l'influence de la valeur variation de coefficient de Poisson, donc on refait le calcul de l'essai de plaque et on choisissant successivement un coefficient de Poisson de $\nu=0,15$ à $0,25$, Les résultats obtenus numériquement à l'aide de code Plaxis et avec le model Mohr Coulomb, sont présentées sur le tableau 4.6.

	Cas	ϕ (deg)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1 = 112,5/W1	EV2 = 90/W2	K= EV2/EV1	OBS
Numérique	182	0,25	2,126	1,359	52,925	66,233	1,251	OK
	183	0,2	2,338	1,385	48,111	65,003	1,351	OK
	184	0,17	2,455	1,397	45,833	64,445	1,406	OK
	186	0,15	2,762	1,53	40,728	58,816	1,444	OK
Expérimental			2,76	1,34	40,761	67,164	1,648	OK

Tab.4.6. : Résultats des essais de plaque avec la variation de coefficient de Poisson

Les résultats obtenus sont montrés sur la figure 4.29

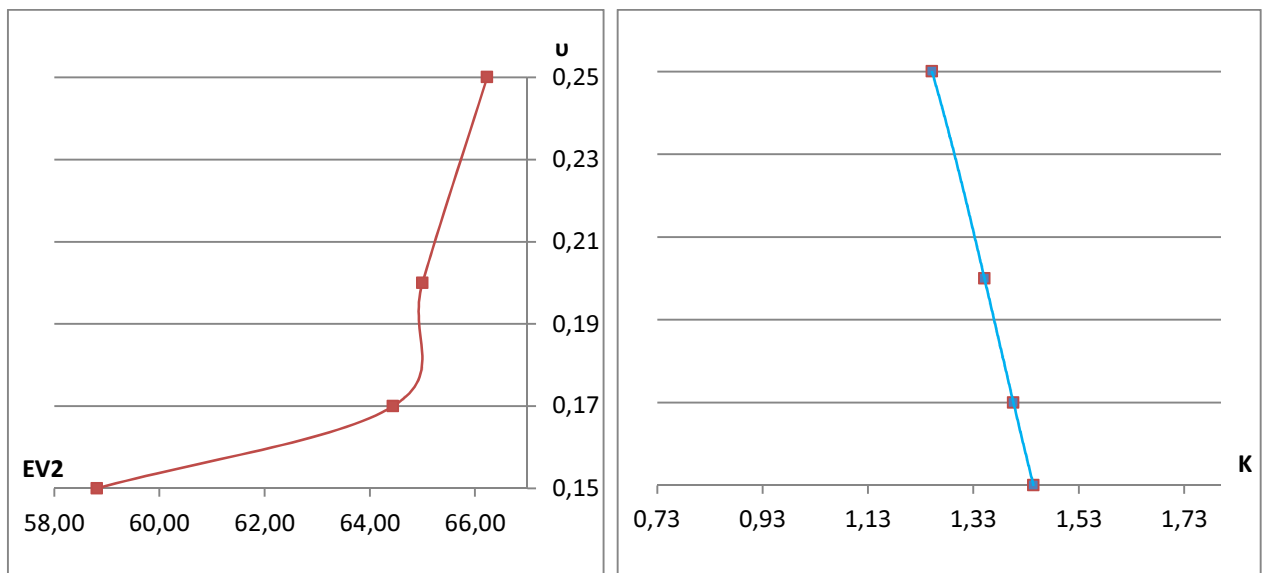


Figure 4.29 –L’Influence de la variation de coefficient de Poisson sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

D’après la figure on constate qu’il y a une influence considérable lord de l’augmentation de coefficient de Poisson, il provoque une augmentation de module sous charge statique EV_2 et l’évolution inverse de rapport K (EV_2/EV_1), et donc un bon compactage.

4.5.2.5. Coefficient de pression des terres au repos K_0

Nous avons tenu à regarder l'influence de la valeur du coefficient de pression des terres au repos, Nous avons refait le calcul de l'essai de plaque n°146, on choisissant successivement un K_0 de 0,3 à 0,9. Les résultats obtenus sont montrés sur la figure 4.30.

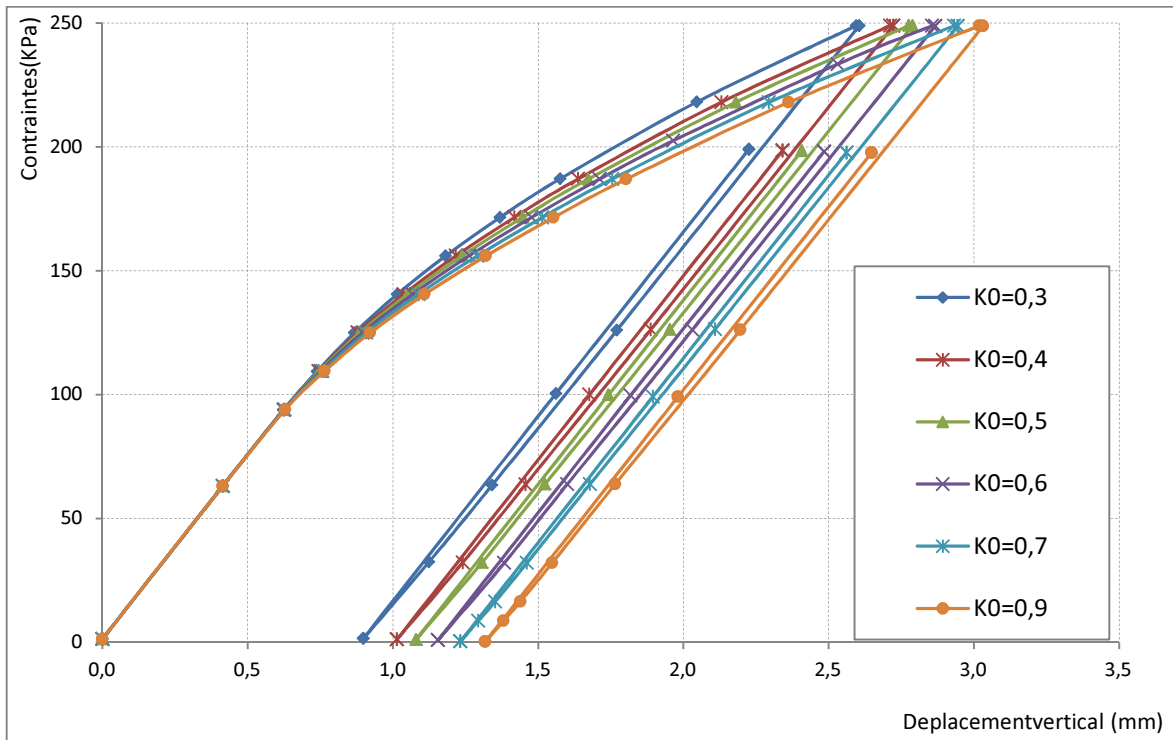


Fig.4.30 : L'Influence de la variation de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur Sur le courbe chargement déplacement (essai de plaque)

Le choix de $K_0 = 0,6$ paraît a posteriori judicieux lorsqu'on regarde les valeurs de déplacement Obtenues avec un coefficient de pression des terres au repos inférieur et supérieur. On aurait Aussi pu adopter un coefficient de pression des terres au repos obtenu à partir de la formule de Jaky (1944) : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,59$.

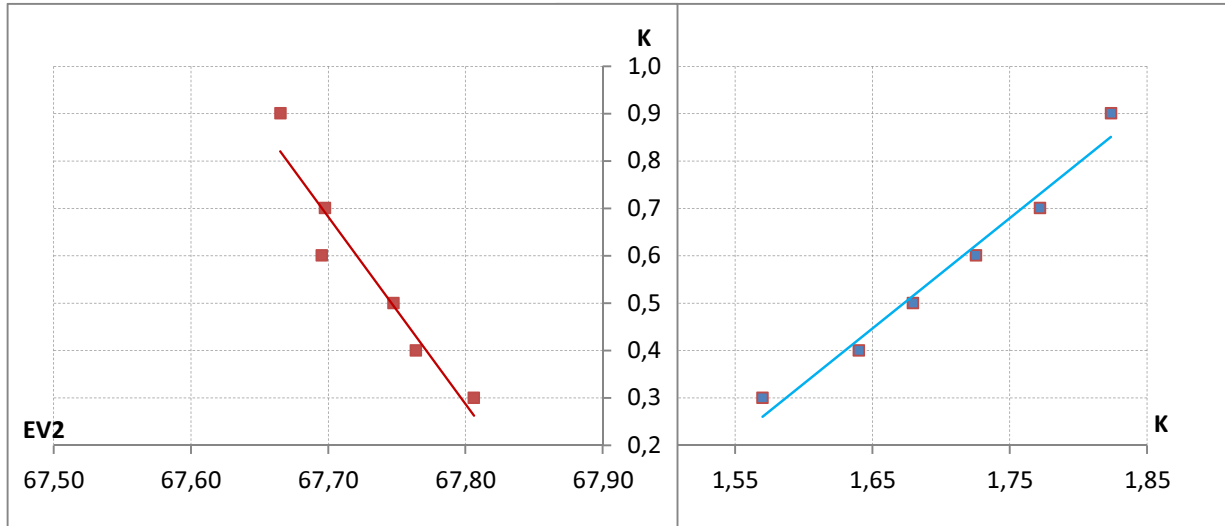


Figure 4.31 –L’Influence de la variation de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1)

D’après les résultats obtenus au figure 4.31, on constate que l’influence de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur le Module sous chargement statique à la plaque EV2 est presque négligeable c'est-à-dire lorsque le coefficient de pression des terres au repos K_0 augmente, le module sous chargement statique à la plaque EV2 devient constant. Par contre l’influence de coefficient de pression des terres au repos K_0 sur le rapport K (EV_2/EV_1) devient considérable car lorsque le coefficient de pression des terres au repos K_0 augmente le rapport K diminue.

4.5.3. Paramètres géométriques du remblai

On a étudié l’influence de la hauteur H du remblai sur le Module sous chargement statique à la plaque EV2 et le rapport K (EV_2/EV_1).

A cet effet, on a choisi deux hauteurs différentes (1,2m, 6,0m) pour un angle de frottement interne $\phi=24^\circ$, cohésion $C=15,5$ KPa, module d’Young $E = 6E+4$ MPa et coefficient de poisson $V=0,3$.

Les résultats obtenus numériquement à l’aide de code Plaxis et avec le model Mohr Coulomb, sont présenter sur le tableau 4.7

E=6E+4 V=0,3 C=15,5								
	Cas	ϕ (deg)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1 = 112,5/W1	EV2 = 90/W2	K= EV2/EV1	OBS
Numérique	158	24,0	3,425	1,542	32,845	58,362	1,777	OK
	159	24,0	2,748	1,330	40,946	67,678	1,653	OK
Expérimental			2,760	1,340	40,761	67,164	1,648	OK

Tab.4.7 : l’influence de hauteur de remblai

D'après les résultats obtenus tableau 4.7, il est clair que lorsque la hauteur augmente le rapport K (EV_2/EV_1) augmente ce qui signifie que le bon compactage est obtenu pour des remblais qui à une faible épaisseur.

4.5.4. L'Ecart entre la simulation numérique et expérimentale

Afin de valider l'étude numérique avec l'expérimentale une étude comparative entre les résultats obtenus par ces deux méthodes a été effectuée. Les résultats sont présentés sur le tableau 4.8.

	Cas	φ (deg)	W1 (mm)	W2 (mm)	EV1 = 112,5/W1	EV2 = 90/W2	K= EV2/EV1	OBS
Numérique	123	25	2,79	1,328	40,317	67,436	1,68	OK
Expérimental			2,76	1,34	40,761	67,164	1,648	OK
ECART(%)			1,8	0,68	1,83	0,68	1,12	

Tab.4.8 : L'Ecart entre la simulation numérique et expérimentale

D'après ces résultats on constate une compatibilité entre la modélisation numérique et l'étude expérimentale, pour les paramètres mécaniques (angle de frottement interne $\varphi = 24^\circ$, cohésion $C=15,5$ KPa, module d'Young $E = 6E+4$ MPa et coefficient de poisson $V=0,3$).

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Conclusions générales

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre des recherches sur la caractérisation des matériaux utilisés pour la réalisation des chaussées, à savoir l'identification et analyse des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la réalisation de l'Autoroute Est/Ouest tronçon Constantine-Annaba (étude expérimentale), sachant que des études ont été faites au laboratoire de géotechnique routier et sur site section terrassement/route de COJAAL, Consortium Japonais pour L'Autoroute Algérienne Camp 3 (Constantine), Camp 5-6 (Skikda), et dans le but de valider les résultats obtenus expérimentalement, une modélisation numérique de l'essai de plaque par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS.

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de cette étude sont les suivantes :

- l'influence de la cohésion sur le module sous chargement statique à la plaque EV2 et presque négligeable c'est-à-dire lorsque la cohésion C augmente le module sous chargement statique à la plaque EV2, devient constant. Par contre l'influence de la cohésion sur le rapport K devient considérable car lorsque la cohésion C augmente le rapport K diminue.
- L'influence de l'angle de frottement interne ϕ sur le module sous chargement statique à la plaque EV₂. Il est clair que lorsque l'angle de frottement interne ϕ augmente, le module sous chargement statique à la plaque EV₂ reste constant.
- Lorsque Le module d'Young E augmente le rapport K (EV₂/EV₁) est constant puisque le module sous chargement statique à la plaque EV₂ augmente avec l'augmentation de module sous chargement statique à la plaque EV₁, c'est-à-dire EV₂ et EV₁ augmentent avec la même proportion.
- lorsque la hauteur du remblai augmente le rapport K (EV₂/EV₁) augmente ce qui signifie que le bon compactage est obtenu pour des remblais qui ont une faible épaisseur.
- D'après les résultats obtenus, on constate que les valeurs de module sous chargement statique à la plaque EV₂ et le rapport K (EV₂/EV₁) obtenus numériquement convergent

pour le cas où l'angle de frottement interne $\varphi=25,5^\circ$, cohésion $C=15,5$ KPa, module d'Young $E = 6E+4$ MPa et coefficient de poisson $\nu=0,3$.

- La validation du modèle numérique, avec des résultats expérimentaux (une compatibilité), et l'établissement d'un modèle numérique réel représentatif d'un sol, donnent des résultats nettement plus satisfaisants avec le modèle elasto plastique de Mohr-Coulomb pour les paramètres mécaniques à savoir angle de frottement interne $\varphi =24^\circ$, cohésion $C=15,5$ KPa, module d'Young $E = 6E+4$ MPa et coefficient de poisson $\nu =0,3$ (bonne estimation des déplacements et bonne allure générale de la déformée).
- Le résultat de la modélisation numérique des essais de plaque sur les remblais de l'autoroute Est/Ouest est globalement très satisfaisant. Ces résultats encourageants demandent à être confirmés pour d'autres types de sol (on pense à des matériaux cohérents) et aussi d'autres types de structures corps chaussées.

Perspectives

Les apports les plus significatifs de ce travail peuvent être résumés en ce qui suit :

- La mise en œuvre des modèles en tenant compte de la présence d'eau, pour pouvoir estimer l'effet négatif sur les paramètres mécaniques du remblai ;
- pouvoir résoudre le problème des sols à faible résistance ex : faire des traitements de sol par le ciment, la chaux, et la correction de l'argile par du sable ;
- étudier le problème de la capacité faible de sol support du remblai ;
- étude numérique de l'influence des modèles différents, par exemple modèle de sol avec écrouissage qu'est plus sophistiqué sur les résultats obtenus expérimentalement.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **G.JEUFFROY, R.SAUTEREY-** Cour des Routes Assises des Chaussées, Juillet 1985.
- [2] **G.JEUFFROY-** Conception et Construction des Chaussées, Editions Eyrolles PARIS 1978.
- [3] **BERNARD DUBISSON-** ENCYCLOPEDIE PRATIQUE DE La CONSTRUCTION et du BATIMENT TOME III TRAVAUX PUBLICS, Libraire Aristide Quillet PARIS (VII^e).
- [4] **Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien,** - Catalogue des Structures de Chaussées, Décembre 2003.
- [5] **HABIBALLAH Taha El Mokhtar,** MODELISATION DES DEFORMATIONS PERMANENTES DES GRAVES NON TRAITEES, THESE de doctorat, Département du Génie Civil, UNIVERSITE DE LIMOGES.
- [6] **CTTP, Organisme Nationale de Contrôle Technique des Travaux Publics** - Guide de Renforcements, Décembre 1992.
- [7] **CTTP, Organisme Nationale de Contrôle Technique des Travaux Publics-** Guide de Réhabilitation des Routes, Juillet 1996.
- [8] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** « PLAXIS version 8, scientific manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [9] **TUNG HOANG-** TRONÇONS AUTOROUTIERS : UNE METHODOLOGIE DE MODELISATION ENVIRONNEMENTALE ET ECONOMIQUE POUR DIFFERENTS SCENARIOS DE CONSTRUCTION ET D'ENTRETIEN, thèse de doctorat, spécialité : Génie Civile, 2005, l'école centrale de Nantes.
- [10] **ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE, APD** Section 4.1.2 Autoroute EST-Ouest, lot Unique Est, Rapport de Présentation, lot Route mise à niveau des études.
- [11] **Jeau BERTHIER-** Projet et Construction de Route, Technique de l'ingénieur Traite Construction.
- [12] **SETRA, LCPC-** Guide Technique, Réalisation des Remblais et des Couche de Forme, Fascicule I : Principe Généraux, Juillet 2000, 2^{ème} Edition.
- [13] **SETRA, LCPC-** Guide Technique, Réalisation des Remblais et des Couche de Forme, Fascicule II : Annexe Techniques, Juillet 2000, 2^{ème} Edition.
- [14] **HABIBALLAH Taha El Mokhtar,** MODELISATION DES DEFORMATIONS PERMANENTES DES GRAVES NON TRAITEES, THESE de doctorat, Département du Génie Civil, UNIVERSITE DE LIMOGES.
- [15] **P.HABIB-** Précis de Géotechnique, Imprime en France, 4^e Trimestre 1973.
- [16] **P.MOUROUX, PMARGRON, J.C.PINCE-** La Construction Economique sur Sols Gonflants, Editions de BRGM 1988.

- [17] **Said Boujlala**, Relation entre l'essai de plaque ME et l'essai dynamique B&C, Ecole d'ingénieur et d'architectures de Fribourg, 2007.
- [18] **Sigma TEC, Laboratoire et Bureaux des Etudes Techniques de Construction-LABORATOIRE GENIE CIVIL**, Les Granulats Les Ciments Les Aciers Les Sols.
- [19] **Comite Européen de Normalisation, EUROCODE 7- Calcul Géotechnique**, ENV 1997-1 : 1999, ENV 1997-2 : 1999, ENV 1997-3 : 1999.
- [20] **Pr.Georges FILLIAT-** La Pratique des Sols et Fondation, Edition du Moniteur PARIS 1981.
- [21] **LCPC-SETRA. (1992).** - Réalisation des remblais et des couches de forme, Guide technique, Fascicule I.
- [22] site : <http://fr.wikipedia.org/wiki/Autoroute>
- [23] **NORME : Teneur en Eau NF P 94-050**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [24] **NORME : Analyse Granulométrique NF P 94-056**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [25] **NORME : Limites d'Atterberg : W_L , W_p , I_p et I_c NF P 94-051**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [26] **NORME : Valeur au Bleu de Méthylène d'un Sol (VBS) NF P 94-068**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [27] **NORME : Evaluation des fines, Equivalent de sable NF EN 933-8**, Aout 1999
Editée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris la Défense Cedex.
- [28] **NORME : Essai Proctor Normal NF P 94-093**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [29] **NORME : Indices IPI et CBR immersion NF P 94-078**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [30] **NORME : Essai d'usure Micro Deval en Présence d'eau NF EN 1097-1**
Editée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris la Défense Cedex.
- [31] **NORME : Essai Los Angeles NF EN 1097-2**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense.
- [32] **NORME : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, Partie 1 : Cisaillement direct NF P 94-071-1**
éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049 paris la défense, Août 1994.

- [33] **NORME : Mesure de la Masse Volumique au Gammadensimetre NF P 94-061-1**
 éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049
 paris la défense.
- [34] **NORME : Mesure du Module Sous Chargement Statique à la Plaque (EV₂) NF P 94-117-1**
 éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe 92049 paris la
 défense Cedex, avril 2000.
- [35] **NORME : Contrôle de la Qualite de Compactage au Pénétrement Dynamique XP P 94-063**
 éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049
 paris la défense, Août 1999.
- [36] **NORME : Exécution des terrassements NF P 11-300**
 éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour europe cedex 7 92049
 paris la défense.
- [37] **Makhaly BA**, Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussées et
 évaluation de leur qualité, Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies (DEA) en Géosciences
 Option : Environnements sédimentaires, Mention : Géotechnique, 2008.

ANNEXES

ANNEXE A : TABLEAUX DE CLASSIFICATION DES SOLS

Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique									
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature								
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A	VBS ≤ 2,5^(*) OU I _p ≤ 12	A₁	Limons peu plastiques, loess, siltis alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	Paramètres d'état IPI ^(*) ≤ 3 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	Sous classe fonction de l'état A ₁ th					
			A₂	Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ^(*) ≤ 2 ou I _c ^(*) ≤ 0,9 ou W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₁ h					
			A₃	Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	2 < IPI ^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ^(*) < 1,05 ou 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₁ m					
			A₄	Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₁ s					
			A₄	Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₁ ts					
		Sols fins	A₃	25 < I _p ≤ 40 ^(*) OU 6 < VBS ≤ 8	I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	IPI ^(*) ≤ 1 ou I _c ^(*) ≤ 0,8 ou W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₂ th				
			A₃	1 < IPI ^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ^(*) < 1 ou 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₂ m						
			A₃	3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₂ s						
			A₃	1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₂ ts						
			A₃	I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ th						
		Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		A ₃ h	A ₃ m	A ₃ s	A ₃ ts	A ₄ th	A ₄ h	A ₄ m	A ₄ s

ANNEXE A. 2. Tableau classe B : Sols Sableux Ou Graveleux Avec Fines

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B ₁ Sables silteux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B ₁₁
						FS > 60	B ₁₂
		tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B ₂ Sables argileux (peu argileux)...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 4 OU W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	B ₂ th	FS ≤ 60	B ₂₁ th
						FS > 60	B ₂₂ th
				4 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 8 OU 1,10 W _{OPN} ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	B ₂ h	FS ≤ 60	B ₂₁ h
						FS > 60	B ₂₂ h
				0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,10 W _{OPN}	B ₂ m	FS ≤ 60	B ₂₁ m
						FS > 60	B ₂₂ m
		0,5 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	B ₂ s	FS ≤ 60	B ₂₁ s		
				FS > 60	B ₂₂ s		
W _n < 0,5 W _{OPN}	B ₂ ts	FS ≤ 60	B ₂₁ ts				
		FS > 60	B ₂₂ ts				
tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B ₃ Graves silteuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₃₁		
				LA > 45 et MDE > 45	B ₃₂		

ANNEXE A. 2. Tableau classe B(suite) : Sols Sableux Ou Graveleux Avec Fines

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →							
← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →							
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS > 0,2	B₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 7 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₄ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ th
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ th
				7 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 15 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₄ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ h
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ h
				0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₄ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ m
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ m
				0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₄ s	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ s
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ s
				w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₄ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ ts
						LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ ts
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS < 1,5 ⁽¹⁾ ou I _p ≤ 12	B₅ Sables et graves très silteux...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 5 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₅ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ th
						LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ th
				5 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 12 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₅ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ h
						LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ h
				12 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 30 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₅ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ m
						LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ m
				0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₅ s	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ s
						LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ s
				w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₅ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ ts
						LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ ts
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 ⁽¹⁾ ou I _p > 12	B₆ Sables et graves argileux à très argileux	IPI ⁽¹⁾ ≤ 4 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN} ou I _c ≤ 0,8	B ₆ th		
4 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 10 ou 0,8 < I _c ≤ 1 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN}	B ₆ h						
10 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 25 ou 1 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n ⁽¹⁾ < 1,1 w _{OPN}	B ₆ m						
0,7 w _{OPN} ≤ w _n ⁽¹⁾ < 0,9 w _{OPN} ou 1,2 < I _c ≤ 1,3	B ₆ s						
w _n ⁽¹⁾ < 0,7 w _{OPN} ou I _c > 1,3	B ₆ ts						

ANNEXE A. 3. Tableau classe C : Sols Comportant Des Fines Et Des Gros

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique et le comportement																																			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature																																				
<p>D_{max} > 50 mm et tamisat à 80 µm > 12% ou si le tamisat à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1</p>	<p>C Sols comportant des fines et des gros éléments</p>	<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe A</p>	<p>C₁A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>	<p>Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B</p> <p>* 1^{er} exemple : un sol désigné C₁A₂h est un sol qui est :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● soit entièrement roulé, ● soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 représente plus de 60 à 80% de la totalité du matériau. <p>Dans les deux cas, sa fraction 0/50 mm appartient à la classe A₂ avec un état hydrique h.</p> <p>* 2^{ème} exemple : un sol désigné C₁B₄₂m est un sol qui est :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 mm représente moins de 60 à 80% de la totalité du matériau. <p>La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B₄₂ se trouvant dans un état hydrique m.</p> <p>Les différents sous-classes composant la classe C sont :</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>C₁A₁</td> <td>C₁A₃</td> <td>C₂A₁</td> <td>C₂A₃</td> <td rowspan="2">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁A₂</td> <td>C₁A₄</td> <td>C₂A₂</td> <td>C₂A₄</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₁</td> <td>C₁B₃₁</td> <td>C₂B₁₁</td> <td>C₂B₃₁</td> <td rowspan="2">Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique</td> </tr> <tr> <td>C₁B₁₂</td> <td>C₁B₃₂</td> <td>C₂B₁₂</td> <td>C₂B₃₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₁</td> <td>C₁B₅₁</td> <td>C₂B₂₁</td> <td>C₂B₅₁</td> <td rowspan="4">Etat th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td>C₁B₂₂</td> <td>C₁B₅₂</td> <td>C₂B₂₂</td> <td>C₂B₅₂</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₁</td> <td>C₁B₅</td> <td>C₂B₄₁</td> <td>C₂B₅</td> </tr> <tr> <td>C₁B₄₂</td> <td></td> <td>C₂B₄₂</td> <td></td> </tr> </table>	C ₁ A ₁	C ₁ A ₃	C ₂ A ₁	C ₂ A ₃	Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ A ₂	C ₁ A ₄	C ₂ A ₂	C ₂ A ₄	C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁	C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique	C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂	C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts	C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂	C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₅	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₅	C ₁ B ₄₂		C ₂ B ₄₂	
		C ₁ A ₁	C ₁ A ₃		C ₂ A ₁	C ₂ A ₃	Etat th, h, m, s ou ts																																
		C ₁ A ₂	C ₁ A ₄		C ₂ A ₂	C ₂ A ₄																																	
		C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₃₁		C ₂ B ₁₁	C ₂ B ₃₁	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique																																
C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₃₂	C ₂ B ₁₂	C ₂ B ₃₂																																				
C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₅₁	C ₂ B ₂₁	C ₂ B ₅₁	Etat th, h, m, s ou ts																																			
C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₅₂	C ₂ B ₂₂	C ₂ B ₅₂																																				
C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₅	C ₂ B ₄₁	C ₂ B ₅																																				
C ₁ B ₄₂		C ₂ B ₄₂																																					
		<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe B</p>	<p>C₁B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>																																				
		<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 est un sol de classe A</p>	<p>C₂A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>																																				
		<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 est un sol de classe B</p>	<p>C₂B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>																																				

ANNEXE A.4. Tableau classe D : Sols Insensibles A L'eau

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Valeurs seuils retenues		Sous classe
VBS ≤ 0,1 et tamisat à 80 µm ≤ 12%	D Sols insensibles à l'eau	Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D ₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	FS ≤ 60	D ₁₁	
				FS > 60	D ₁₂	
		Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D ₂ Graves alluvionnaires propres, sables...	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁	
				LA > 45 et MDE > 45	D ₂₂	
		Dmax > 50 mm	D ₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires,...	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁	
				LA > 45 et MDE > 45	D ₃₂	

ANNEXE A.5. Tableau classe R : Matériaux Rocheux (Evolutifs Et Non

Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique et le comportement			
Nature pétrographique de la roche		Paramètres et Valeurs seuils retenus	Sous classe		
Roches Sédimentaires	Roches Carbonatées	R ₁ Craie	pd > 1,7	craie dense	R ₁₁
			1,5 < pd ≤ 1,7 et w _n ≥ 27	craie de densité moyenne	R _{12h}
			1,5 < pd ≤ 1,7 et 22 ≤ w _n < 27		R _{12m}
			1,5 < pd ≤ 1,7 et 18 ≤ w _n < 22		R _{12s}
			1,5 < pd ≤ 1,7 et w _n < 18		R _{12ts}
			pd ≤ 1,5 et w _n ≥ 31	craie peu dense	R _{13th}
			pd ≤ 1,5 et 26 ≤ w _n < 31		R _{13h}
			pd ≤ 1,5 et 21 ≤ w _n < 26		R _{13m}
			pd ≤ 1,5 et 16 ≤ w _n < 21		R _{13s}
			pd ≤ 1,5 et w _n < 16		R _{13ts}
		R ₂	MOE ≤ 45	calcaire dur	R ₂₁
		Calcaires rocheux divers Ex : - calcaires grossiers - travertins - tufs et encroûtements, etc...	MOE > 45 et pd > 1,8	calcaire de densité moyenne	R ₂₂
			pd ≤ 1,8	calcaire fragmentable	R ₂₃

ANNEXE A.5. Tableau classe R(suite) : Matériaux Rocheux (Evolutifs Et Non Evolutifs)

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique et le comportement		
Nature pétrographique de la roche			Paramètres et Valeurs seuils retenus	Sous classe	
Roches Sédimentaires	Roches Argileuses	R ₃ Marnes Schistes sédimentaires Argilites Pelites ...	FR ≤ 7 et DG > 20	Roche argileuse : peu fragmentable, très dégradable	R ₃₁
			FR ≤ 7 et 5 < DG ≤ 20	Roche argileuse : peu fragmentable ou moyennement dégradable	R ₃₂
			FR ≤ 7 et DG ≤ 5	Roche argileuse : peu fragmentable, peu dégradable	R ₃₃
			FR > 7 et $\left\{ \begin{array}{l} W_n \geq 1,3 W_{OPN} \\ \text{OU} \quad PI ^{1/3} < 2 \end{array} \right.$	Roche argileuse fragmentable	R _{34th}
			FR > 7 et $\left\{ \begin{array}{l} 1,1 W_{OPN} \leq W_n < 1,3 W_{OPN} \\ \text{OU} \quad 2 \leq PI ^{1/3} < 5 \end{array} \right.$		R _{34h}
			FR > 7 et 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}		R _{34m}
			FR > 7 et 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}		R _{34s}
			FR > 7 et W _n < 0,7 W _{OPN}		R _{34ts}
	Roches Siliceuses	R ₄ Grès Poudingues Brèches ...	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	Roches siliceuses dures	R ₄₁
			LA > 45 ou MDE > 45 et FR ≤ 7	Roches siliceuses de dureté moyenne	R ₄₂
			FR > 7	Roches siliceuses fragmentables	R ₄₃
	Roches Salines	R ₅ Gypse Sel gemme Anhydrite ...	teneur en sel soluble $\left\{ \begin{array}{l} \leq 5 \text{ à } 10 \% \text{ dans le cas du sel gemme}^{**} \\ \leq 30 \text{ à } 50 \% \text{ dans le cas du gypse}^{**} \end{array} \right.$	Roches salines peu solubles	R ₅₁
			teneur en sel soluble $\left\{ \begin{array}{l} > 5 \text{ à } 10 \% \text{ dans le cas du sel gemme}^{**} \\ > 30 \text{ à } 50 \% \text{ dans le cas du gypse}^{**} \end{array} \right.$	Roches salines très solubles	R ₅₂
<i>** suivant que la fragmentabilité est plus ou moins grande</i>					

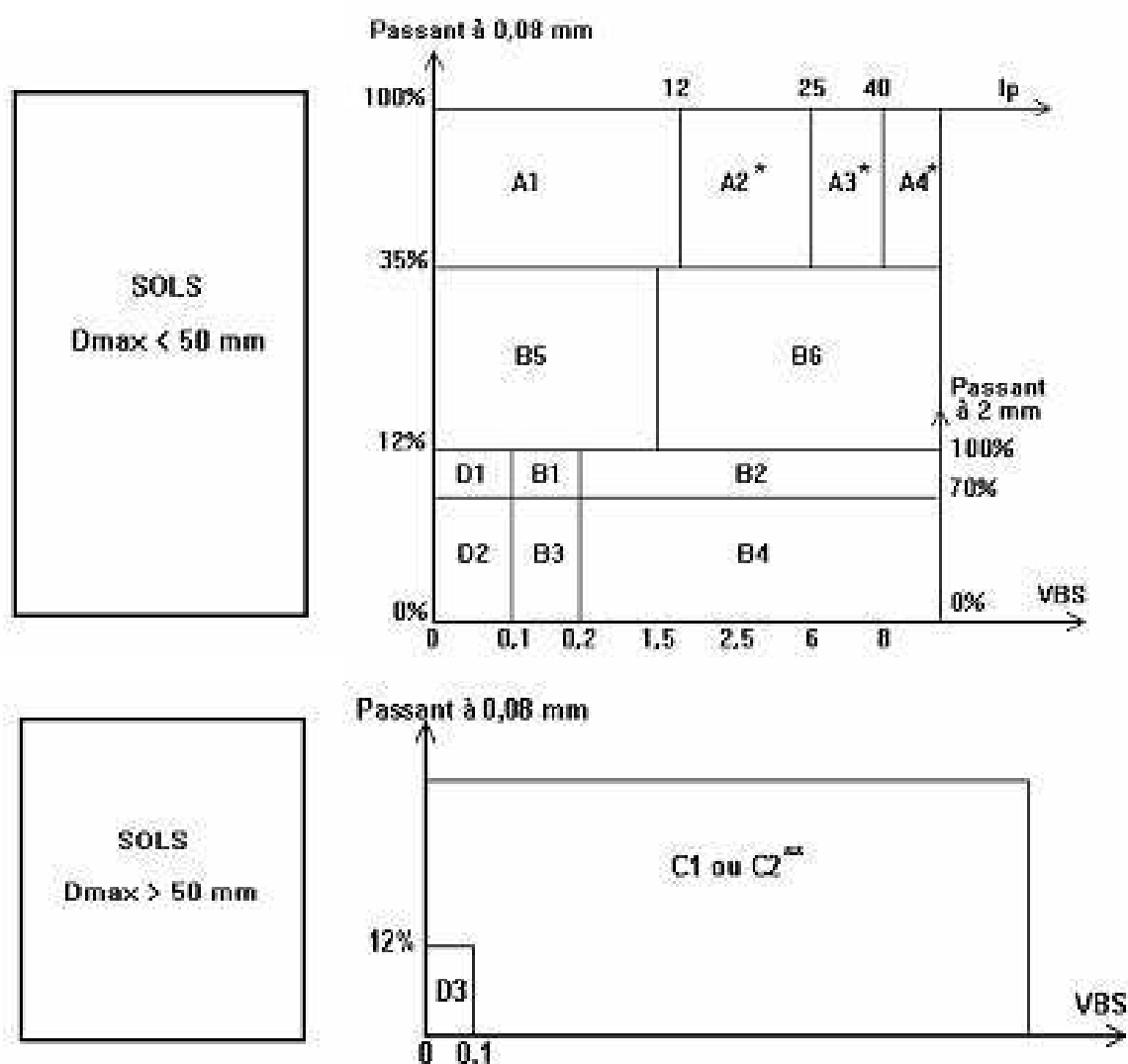
ANNEXE A.5. Tableau classe R (suite) : Matériaux Rocheux (Evolutifs Et Non Evolutifs)

Classement selon la nature		Classement selon le comportement		
Nature pétrographique de la roche		Paramètres et Valeurs seuils retenus	Sous classe	
Roches Magmatiques et Métamorphiques	<p>R₆</p> <p>Granite, basalte, trachyte, andésite,...</p> <p>Gneiss schistes métamorphiques, schistes ardoisiers,...</p>	<p>LA ≤ 45 et MDE ≤ 45</p>	<p>Roches magmatiques et métamorphiques dures</p>	<p>R₆₁</p>
		<p>LA > 45 OU MDE > 45 et FR ≤ 7</p>	<p>Roches magmatiques et métamorphiques de dureté moyenne</p>	<p>R₆₂</p>
		<p>FR > 7</p>	<p>Roches magmatiques et métamorphiques fragmentables ou altérées</p>	<p>R₆₃</p>

ANNEXE A.6. Tableau classe F : Sols Organiques, Sous Produits Industriels

<p align="center">Famille de Matériaux (sous-classe)</p>	<p align="center">Paramètres considérés comme significatifs vis-à-vis du réemploi</p>
<p align="center">F₁ Matériaux naturels renfermant des matières organiques. Ex : terres végétales, humus forestier, vases, tourbes,...</p>	<p>Teneur en matières organiques, puis, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.</p>
<p align="center">F₂ Cendres volantes silico-alumineuses de centrales thermiques</p>	<p>Rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal.</p>
<p align="center">F₃ Schistes houillers</p>	<p>Taux de combustion, puis, pour les "non" ou insuffisamment brûlés, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.</p>
<p align="center">F₄ Schistes des mines de potasse</p>	<p>Teneur en NaCl, puis, pour ceux à faible teneur, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.</p>
<p align="center">F₅ Phosphogypse</p>	<p>Mode d'obtention comportant ou non une neutralisation à la chaux, puis examen de la granulométrie et de la teneur en eau.</p>
<p align="center">F₆ Mâchefers d'incinération des ordures ménagères</p>	<p>Taux d'imbrûlés et d'éléments solubles, qualité du déterrage, du criblage et de l'homogénéisation, durée du stockage, présence ou non de cendres volantes de combustion.</p>
<p align="center">F₇ Matériaux de démolition</p>	<p>Qualité du déterrage et de l'homogénéisation, présence d'éléments indésirables (plâtres, bois...), granulométrie.</p>
<p align="center">F₈ Laitiers des hauts-fourneaux</p>	<p>Caractéristiques d'identification (granulométrie, propreté).</p>
<p align="center">F₉ Autres sous-produits industriels</p>	<p>Paramètres à définir à l'appui d'une étude spécifique.</p>

ANNEXE A.7. Tableau classe D : Tableau Synoptique De Classification Des Matériaux Selon Leur Nature



MATERIAUX ROCHEUX	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Crails	R1
			Calcaires	R2
		Roches argileuses	Marnes, argillites, pélites...	R3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R4
	Roches salines	Sel gemme, gypse	R5	
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites..., gneiss..., schistes métamorphiques et ardoisiers...		R6
MATERIAUX PARTICULIERS	Sols organiques, sous-produits industriels			F

* Matériaux pour lesquels la mesure de I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la VBS.

** C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ($0/50 > 60$ à 80 %)

C2 : matériaux anguleux très charpentés ($0/50 \leq 60$ à 80 %)

Annexe B : ANNEXES PHOTOGRAPHIQUES



Photo A.1 : Zone de déblais PK 197+370 constantine, comp3



Photo A.2 : section déblai constantine, comp3



Photo A.3 : section déblai constantine, comp3



Photo A.4 : section remblai constantine, comp3



Photo A.5 : section remblai, Harrouche, comp5



Photo A.6 : exécution de remblai, Harrouche, comp5



Photo A.7 : essai de plaque, constantine, comp3



Photo A.8 : exécution d'essai de plaque, Harrouche, comp5