

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Influence de la compacité sur les
pathologies des routes**

Présenté par : KASMI Taous

Membres de jury :

Mr GABI S.	Professeur à l'UMMTO	Président
Mr MELBOUCI B.	Professeur à l'UMMTO	Promoteur
Mme MEZIANI F.	Maitre de conférences	Examinatrice

Promotion : 2020/2021

Résumé

Dans la réalisation des couches des chaussées, il est nécessaire de choisir des matériaux, qui en plus de leur dureté, ils doivent présenter une certaine compacité qui leur permet une meilleure portance. Cette compacité dépend essentiellement de la taille, la forme et la mise en place des granulats

Ce travail présente une étude comparative de la compacité et la portance de quatre mélanges granulaires, et cela en se basant sur les résultats d'une série d'essais réalisée au niveau du laboratoire de la mécanique des sols du département de génie civil

Abstract

In the realization of the layers of the pavements, it is necessary to choose materials, which in addition to their hardness; they must present a certain compactness which allows them a better bearing capacity. This compactness essentially depends on the size, shape and placement of the aggregates.

This work presents a comparative study of the compactness and bearing capacity of four granular mixtures, based on the results of a series of tests carried out at the soil mechanics laboratory of the civil engineering department.

ملخص

في تحقيق طبقات الأرصفة ، من الضروري اختيار المواد ، والتي بالإضافة إلى صلابتها ، يجب أن تقدم ترابطاً معيناً يسمح لها بقدرة تحمل أفضل. يعتمد هذا الاكتناز بشكل أساسي على حجم وشكل وموضع الركام. يقدم هذا العمل دراسة مقارنة لضغط وقدرة التحمل لأربعة خلطات حبيبية ، بناءً على نتائج سلسلة من الاختبارات التي تم إجراؤها في معمل ميكانيكا التربة بقسم الهندسة المدنية.

Remerciement

Gloire et Louange à Allah Seigneur des mondes le miséricordieux, je le remercie de m'avoir donné la force et la volonté pour mener à bien mon travail.

Après un dur labeur de près de 5 ans, c'est avec une certaine émotion que j'évoque avec reconnaissance tous ceux qui ont accompagné, guidé, encouragé mes efforts de leur compétence bienveillante.

Merci à Mr. le professeur MELBOUCI Bachir, professeur à l'université de Mouloud MAMMERI Tizi Ouzou pour son investissement patient et appliqué afin de me guider au mieux dans la rédaction de ce mémoire, merci pour sa disponibilité dont il a fait toujours preuve à mon égard et pour la qualité de son encadrement exceptionnelle

Je tiens à remercier Mme BOUAZZOUNI Fatima responsable du laboratoire de la mécanique des sols du département de génie civil pour son soutien, ses conseils et surtout sa patience

Mes chaleureux remerciement s'adressent aux membre de jury Mr GABI S. et Mme MEZIANI F. d'avoir accepté de s'intéresser à ce travail et de le juger

Je remercie également l'ensemble des enseignants du département de génie civil

Enfin, je ne remercierai jamais assez mes parents pour leur soutien, leur patience et leurs encouragements.

Dédicace

Je dédie ce travail aux deux personnes les plus chères de ma vie, à ma maman ma source de l'amour incessible et mon père qui est mon support dans ma vie pour leurs encouragements durant mes années d'études, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance

A mes frères Hakim, Mouloud, Toufik et Marzouk et ma sœur Samia qui m'ont encouragés et supportés tous le long de mon parcours

A mon fiancé Amar qui a toujours étai là pour me soutenir

Je dédie aussi ce travail à mes trois petite nièces Hanane, Imane et Narimane

A toute ma famille et mes proches

Et enfin je dédie ce travail à toutes mes amies avec qui j'ai vécu les plus beaux moments de ma vie

SOMMAIRE

Résumé.....	
Remerciement.....	
Dédicace	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : Généralités sur les granulats

I.1. Introduction	3
I.2. Définition	3
I.3. Type de granulats	3
I.3.1. Granulats naturels.....	3
I.3.2. Granulats artificiels.....	4
I.3.3. Granulats recyclés.....	4
I.4. Les caractéristiques des granulats	5
I.4.1 Caractéristiques géométriques.....	5
I.4.1.1 Granularité	5
I.4.1.2. La forme.....	6
I.4.1.3. Distribution granulaire	12
I.4.2. Caractéristiques physiques	12
I.4.2.1. Densité d'un milieu granulaire.....	12
I.4.3. Caractéristiques mécaniques.....	13
I.4.4. Caractéristiques chimiques	14
Conclusion.....	14

CHAPITRE II : Compacité granulaire

II.1. Introduction	15
II.2. Définition de la compacité granulaire	15
II.3. L'empilement granulaire	15
II.3.1 Taille et forme des grains	15
II.3.2. Type d'empilement granulaire.....	16
II.3.2.1 Empilement mono-disperse de sphères.....	16

II.3.2.2. Empilement de sphères poly-dispersés	16
II.4. Type de compacité	17
II.4.1. Compacité virtuelle	17
II.4.2. Compacité réelle	17
II.5. Contrôle de la compacité.....	18
II.5.1. Sur chantier.....	18
II.5.1.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2).....	19
II.5.1.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1)	19
II.5.1.3. Soil density gauge (SDG)	19
II.5.1.4. L'essai à la plaque.....	20
II.5.2. Contrôle de la compacité au laboratoire	20
II.5.2.1. Méthode de versement simple	20
II.5.2.2. Méthode de piquage.....	20
II.5.2.3. Méthode de vibration avec compression.....	21
II.6. Facteurs influant la compacité.....	21
II.6.1. Forme des grains.....	21
II.6.2. Effet du mode de mise en place.....	22
II.6.3. Effet de la taille des grains	22
II.6.4. Effet de la granulométrie sur la compacité.....	22
II.6.5. Effet de l'étendue granulaire	23
II.6.6. Granularité des granulats	24
Conclusion.....	24

CHAPITRE III: Généralités sur les chaussées

III.1. Introduction	25
III.2. Définition des chaussées	25
III.3. Structure de chaussée	25
III.3.1. Plate-forme support de chaussée	26
III.3.1.1. Le sol support.....	26
III.3.1.2. La couche de forme.....	26
III.3.2. Couches d'assises	28
III.3.2.1. Couche de fondation	28
III.3.2.2. Couche de base	29
III.3.2.3. Matériaux destinés aux couches d'assises	30

III.3.3. Couche de surface.....	32
III.4. Type de chaussées	33
III.4.1. Chaussées souples	33
III.4.2. Chaussées bitumineuses épaisses	33
III.4.3. Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques	34
III.4.4. Chaussées à structure mixte.....	34
III.4.5. Chaussées à structure inverse	35
III.4.6. Chaussées en béton de ciment	35
III.5. Dégradations courantes dans les chaussées.....	36
III.5.1. Couche de roulement	36
III.5.3. Couches d'assise non liées et support de chaussée	37
III.6. Effet du mauvais compactage et le sous-dimensionnement et le trafic.....	37
III.6.1 Mauvais compactage	37
III.6.2. Le sous-dimensionnement	38
III.6.3. Le trafic	38
III.6.3.1. Les différentes classes de trafic	38
III.6.3.2. Effet du passage du trafic sur les chaussées	39
Conclusion.....	39

CHAPITRE IV : Essais d'identification

IV.1. Introduction	40
IV.2. Présentation des mélanges étudiés	40
IV.3. Caractéristiques physiques	41
IV.3.1. Teneur en eau naturelle (NF P94-050)	41
IV.3.1.1. Présentation des résultats	41
IV.3.1.2. Interprétation des résultats	42
IV.3.2. Masse volumique des grains solides – méthode du pycnomètre (NF P 94-054).....	42
IV.3.2.1. Principe de l'essai	42
IV.3.2.2. Mode opératoire	42
IV.3.2.3. Présentation des résultats	43
IV.3.3. Masse volumique sèche ρ_d	44
IV.3.3.1. Définition	44
IV.3.3.2. Présentation des résultats	44
IV.3.4. Masse volumique apparente humide ρ_h	44
IV.3.4.1. Définition	44

IV.3.4.2. Présentation des résultats	45
IV.3.5. Indice des vides (e).....	45
IV.3.5.1. Définition	45
IV.3.5.2. Présentation des résultats	45
IV.3.5.3. Interprétation des résultats	46
IV.3.6. Porosité (NF P 18-554).....	46
IV.3.6.1. Définition	46
IV.3.6.2. Présentation des résultats	46
IV.3.7. Degré de saturation.....	47
IV.3.7.1. Définition	47
IV.3.7.2. Présentation des résultats	47
IV.3.7.3. Interprétation des résultats	48
IV.3.8. Equivalent de sable (NF P 18-598)	48
IV.3.8.1. Définition	48
IV.3.8.2. Présentation des résultats	48
IV.3.8.3. Interprétation des résultats	49
IV.3.9. L'analyse granulométrique (NF P 18-560).....	49
IV.3.9.1. Principe de l'essai	49
IV.3.9.2. Présentation des résultats	49
IV.3.9.3. Interprétation des résultats	51
IV.4. Caractéristiques mécaniques	51
IV.4.1. Essai Los Angeles (NF P 18-573)	51
IV.4.1.1. But de l'essai.....	51
IV.4.1.2. Principe de l'essai	51
IV.4.1.3. Préparation du matériau	52
IV.4.1.4. Mode opératoire	52
IV.4.1.5. Présentation des résultats	53
IV.4.1.6. Interprétation des résultats	54
IV.4.2. Micro-Deval (NF P 18-572)	54
IV.4.2.1. But de l'essai.....	54
IV.4.2.2. Principe de l'essai	54
IV.4.2.3. Mode opératoire	55
IV.4.2.4. Présentation des résultats	55
IV.4.2.5. Interprétation des résultats	56
Conclusion.....	57

CHAPITRE V: Essais de compactage

V.1. Introduction	58
V.2. Définition du compactage	58
V.3. Objectifs du compactage	58
V.4. Facteurs influençant le compactage	58
V.5. Technique de compactage sur chantier	59
V.6. Technique de compactage au laboratoire	59
V.6.1. Compactage statique.....	59
V.6.2. Compactage dynamique	59
V.6.2.1. Essai Proctor normal	59
V.6.2.2. Essai Proctor modifié.....	60
V.7. Proctor modifié.....	60
V.7.1. Principe de l'essai.....	60
V.7.2. Choix du moule	60
V.7.3. Mode opératoire.....	61
V.7.4. Présentation des résultats.....	61
V.7.5. Interprétation des résultats.....	64
V.8. Essai de portance californien (NF P 94-078)	64
V.8.1. But de l'essai	64
V.8.2. Principe de l'essai.....	64
V.8.3. Préparation du matériau.....	65
V.8.4. Poinçonnement	66
V.8.5. Expression des résultats.....	67
V.8.6. Interprétation des résultats.....	67
Conclusion.....	68
Conclusion générale	69
Références bibliographiques	

Liste des figures

Chapitre I: Généralités sur les granulats

Figure I.1 : Extraction des granulats.....	4
Figure I.2 : Les granulats recyclés.....	5
Figure I.3 : Secyclage des granulats.....	5
Figure I.4 : Simplifications de Power (1953) permettant d'évaluer l'arrondi des grains	7
Figure I.5 : Granulats arrondis.....	8
Figure I.6 : Granulats rugueux allongés et aplatis.....	8
Figure I.7 : Granulats lisses allongés et aplatis	8
Figure I.8 : Granulats cubiques.	9
Figure I.9 : (a) éléments de qualification de la forme d'un grain en fonction de l'échelle d'observation, (b) classification des grains à l'échelle de la forme en terme de rondeur et de sphéricités (Viovet. Ch, 2008)	9
figure I.10 : mesure de l'angularité	10
Figure I.11 : Diagramme employé pour la sphéricité S et l'arrondi R des grains (modifié de Krumbeinet de sloss, 1963).....	11

Chapitre II: Compacité granulaire

Figure II.1 : Types d'empilement mono-disperse de sphère les plus rencontrées et leurs paramètres correspondants	16
Figure II.2 : Effet de paroi du récipient (De Lerrard, 2000).....	17
Figure II.3 : Effet de paroi entre les grains (De Lerrard , 2000).....	17
Figure II.4 : Effet de desserrement (De Lerrard, 2000).....	18
Figure II.5 : Différentes méthodes pour mesurer la compacité	19
Figure II.6 : Valeur des compacités pour les grains roulés et concassés (F De Lerrard, 2000)	21
Figure II.7 : Indice de compacité pour les différents modes de mise en place des grains (De Lerrard, 2004).....	22
Figure II.8 : Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar et Cherait, 2008).....	23

Chapitre III: Généralités sur les chaussées

Figure III.1 : Structure d'une chaussée type et répartition des contraintes (LCPC-SETRA, 1994).....	25
Figure III.2 : Fuseau de spécification GB (0/20) recommandé par le CTTP.....	30
Figure III.3 : Fuseau de spécification de la GNT 0/20 recommandé par le CTTP	31
Figure III.4 : Fuseau de spécification de la GNT (0/31.5) recommandé par le CTTP.....	32
Figure III.5 : Structure type d'une chaussée souple	33
Figure III.6 : Structure type d'une chaussée bitumineuse	34
Figure III.7 : Structure type d'une chaussée semi-rigide.....	34
Figure III.8 : Structure type d'une chaussée inverse	35
Figure III.9 : Structure type d'une chaussée en béton de ciment.....	36
Figure III.10 : Fissuration de la couche de roulement	37
Figure III.11 : Orniérage de la couche de roulement	37
Figure III.12 : Les dégâts causés par un faible compactage	38

Chapitre IV: Essais d'identification

Figure IV.1: Essai au pycnomètre	43
FigureIV.2: Courbe granulométrique du mélange CCTP	50
Figure IV.3: Courbe granulométrique du mélange aléatoire.....	50
FigureIV.4 : Courbe granulométrique du mélange homogène.....	50
FigureIV.5 : Courbe granulométrique du mélange non homogène.....	50
Figure IV.6 : Machine Los Angeles	53
Figure IV.7 : Introduction du matériau et charges dans la machine Los Angeles	53
Figure IV.8 : Refus obtenu de l'essai Micro-Deval après séchage.....	55

Chapitre V: Essais de compactage

Figure V.1 : Diagramme du moule de choix du moule de compactage.....	60
Figure V.2 : Matériel et matériau du compactage.....	61
Figure V.3 : Exécution du compactage.....	61
Figure V.4 : Courbe Proctor du mélange aléatoire	63
Figure V.5: Courbe Proctor du mélange CTTP	63
Figure V.6: Courbe Proctor du mélange homogène.....	63
Figure V.7: Courbe Proctor du mélange non homogène	63
Figure V.8: Appareil du poinçonnement.....	65
Figure V.9: Eprouvette après poinçonnement.....	66

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Généralités sur les granulats

Tableau I.1: Conditions à vérifier pour une classe d/D (NF P 18-304)	5
---	---

CHAPITRE III: Généralités sur les chaussées

Tableau III.1: Classification des sols naturels selon le catalogue du CTTP.....	26
Tableau III.2: Indication sur le choix de la couche de forme à réaliser (selon le CTTP).....	28
Tableau III.3: Tableau granulaire de la GB (0/20) recommandé par le CTTP.....	30
Tableau III.4: Tableau granulaire de la GNT (0/20) recommandé par le CTTP.....	31
Tableau III.5: Tableau granulaire de la GNT (0/31.5) recommandé par le CTTP	32

CHAPITRE IV: les essais d'identification

Tableau IV.1 : Tableau granulaire recommandé par le CTTP	40
Tableau IV.2 : Pourcentages granulaires choisis	40
Tableau IV.3: Les pourcentages granulaires choisis pour le mélange non homogène	41
Tableau IV.4 : Détermination de la teneur en eau naturelle du matériau.....	42
Tableau IV.5 : Résultats de l'essai pycnomètre.....	43
Tableau IV.6 : Les masses volumiques sèches des mélanges étudiés.....	44
Tableau IV.7 : Résultats de la masse volumique humide	45
Tableau IV.8 : Résultats des indices des vides des mélanges	45
Tableau IV.9 : Porosité des mélanges	46
Tableau IV.10 : Degré de saturation des mélanges.....	47
Tableau IV.11: Interprétations des degrés de saturation établie par TERZAGUI	47

Tableau IV.12 : Valeurs d'équivalent de sable des mélanges étudiés	48
Tableau IV.13 : Paramètres de courbure et d'uniformité des courbes granulométriques.....	51
Tableau IV.14 : Nombre de boulets à introduire en fonction de la classe granulaire	53
Tableau IV.15 : Résultats de l'essai Los Angeles	54
Tableau IV.16 : Classification du sol selon le coefficient Los Angeles.....	54
Tableau IV.17 : Résultats de l'essai Mico-Deval	56
Tableau IV.18 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (MORON, BRGM).....	56
Tableau IV.19 : Tableau récapitulatifs des résultats Micro-Deval et Los Angeles	56

CHAPITRE V: Essais de compactage

Tableau V.1 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange aléatoire.....	62
Tableau V.2 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange du CTPP.....	62
Tableau V.3 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange homogène.....	62
Tableau V.4 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange non homogène.....	62
Tableau V.5 : Résultats de la densité maximale et la teneur en eau optimale des mélanges étudiés.....	64
Tableau V.6 : Tableau comparatif des résultats des indices CBR immédiat et immersion	67

Liste des abréviations

D : diamètre du plus grand tamis

d : diamètre du plus petit tamis

T' : Tamisât cumulé

T : Tamisât cumulé

R : Refus cumulé

R' : Refus cumulé

ri : rayons de courbures,

N : nombre de bosses

ξ : arrondi des granulats

Ψ : la sphéricité des granulats

rc : rayon de courbure

Ss : surface de sphère

Sg : surface de grains

$\gamma_{d_{\text{chant}}}$: densité sèche sur chantier

$\gamma_{d_{\text{opt}}}$: densité sèche optimale

Dc : degré de compacité

SDG : soil density gauge (la jauge de densité du sol)

Cexp : compacité expérimentale

CPS : cahier des prescriptions spéciales

M : masse du récipient après arasement

M0 : masse du récipient à vide

V : volume du récipient

PST : partie supérieur des terrassements

TVO : tout venant d'oued

TVC : tout venant de carrière

GNT : grave non traitée

GB : grave bitume

GL : grave laitier

SB : sable bitume

SG : sable gypseux

BB : béton bitumineux

Ic : indice de concassage

BAC : béton armé continu

W : la teneur en eau naturelle

Wopt : teneur en eau optimale

Mw : Masse de l'eau.

Ms : Masse sèche de l'échantillon

Mh : Masse humide de l'échantillon

M1 : masse du pycnomètre et son bouchon

M2 : masse du pycnomètre +sol

M3 : masse du pycnomètre avec le sol et l'eau distillée

M4 : masse du pycnomètre avec l'eau distillée

ρ_s : la masse volumique des grains solides

ρ_w : la masse volumique de l'eau

ρ_d : la masse volumique sèche

ρ_h : la masse volumique humide

e : indice des vides

n : porosité

Sr : degré de saturation

Vv : volume des vides

Vs : volume des solides

Es : équivalent de sable

Ht : sable propre + éléments fins.

h : sable propre seulement.

Cc : coefficient de courbure

Cu : coefficient d'uniformité

D60 : diamètre effectif des particules qui correspond à 60 % de tamisât

D30 : diamètre effectif des particules qui correspond à 30% de tamisât

D10 : diamètre effectif des particules qui correspond à 10 % de tamisât

L_A : coefficient Los Angeles

MDE : coefficient de Micro-Deval en présence d'eau

MDS : coefficient Micro-Deval à sec

M : Masse sèche totale de l'échantillon

M' : Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm

CBR : californien bearing ratio

IPI : indice de portance immédiat

G : gonflement linéaire relatif

Δh : est le gonflement mesuré en (mm)

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 126 mm

Introduction générale

Les routes jouent un rôle très important dans le développement économique et social d'une région et de sa population. Elles permettent le déplacement des personnes, le transport de marchandise et assurent l'exploitation des ressources. En effet, les chaussées routières sont conçues essentiellement pour supporter les charges exercées par les véhicules en circulation et les reporter sur le terrain de fondation, sans que se produisent des déformations permanentes.

A cet égard, il est nécessaire d'opter à des matériaux de très grandes performances afin d'assurer la durabilité de ses ouvrages sur le long terme.

Les structures granulaires sont omniprésentes dans la nature. Dans le domaine du génie civil, les granulats représentent une matière première indispensable offrant souvent le meilleur choix technico-économique. Ils peuvent être naturels, artificiels (sous-produit industriel) ou recyclés. Selon un document parvenant de l'entreprise nationale des granulats, la production des granulats (y compris les sables) est estimée entre 80 et 100 millions de tonnes par an.

La problématique dans les corps de chaussées est qu'il est difficile de prévoir les causes des désordres dans les routes. Les entreprises spécialisées ne respectent souvent pas les normes, et lorsque les normes sont respectées, il y a souvent des problèmes dans les différentes couches dues essentiellement au compactage des couches. Dans notre travail, nous tenterons d'apporter notre contribution en insistant sur le paramètre granulométrie et particulièrement sur la continuité des classes granulaires

Pour mener à terme ce travail, nous l'avons scindé en cinq chapitres et synthétisés par des conclusions.

Le premier chapitre a comporté des généralités sur les granulats telles que leurs types, caractéristiques géométriques, mécaniques, physiques et chimiques pouvant influencer sur la qualité du matériau et donc sur la qualité de l'ouvrage à réaliser

Le chapitre II traite un problème particulièrement complexe dans le génie civil qui est la compacité granulaire. Ce chapitre contient des généralités sur la compacité, les techniques pour la contrôler et les facteurs dont elle dépend.

Le chapitre III présente une synthèse bibliographique sur les chaussées, leurs structures et les différentes couches qui les constituent, leurs types, les dégradations les plus couramment

rencontrées en chaque couche et enfin l'effet du mauvais compactage et le sous-dimensionnement sur ses chaussées.

Dans le chapitreIV, nous avons entamé la partie expérimentale de ce travail. Il est consacré aux différents essais d'identifications sur les matériaux utilisés, afin de déterminer leurs caractéristiques physiques. Une interprétation des résultats des essais est également donnée dans ce chapitre.

Dans le dernier chapitre nous avons présenté une série d'essais mécaniques réalisés au laboratoire à savoir, les essais de compactage : les essais Proctor et les essais de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges au compactage ainsi que leur portance sous les plus mauvaises conditions hygrométriques. Nous avons présenté ainsi, les différents modes opératoires, les résultats d'essais et les différentes comparaisons effectuées sous forme de tableaux et de courbes avec les interprétations correspondantes.

CHAPITRE I

Généralités sur les granulats

I.1. Introduction

Les granulats sont des substances granulaires formées d'un ensemble d'éléments solides de dimensions généralement comprises entre 0 et 125mm; ces éléments sont obtenus par concassage, criblage etc. ... sont utilisés dans la fabrication de différents matériaux de construction et dans les différentes couches de chaussées.

En technique routière, l'importance de la qualité des granulats a été longtemps sous-estimée. L'approfondissement des techniques a conduit, peu à peu, les ingénieurs routiers à prendre connaissance de cet ensemble de particules qui forment, de 90 à 95 % en poids des couches de roulement et de 100 % dans la majorité des cas, des fondations des routes.

Dans ce chapitre nous allons présenter des généralités sur les granulats, commençant par leurs types, leurs caractéristiques géométriques, mécaniques, physiques et chimiques

I.2. Définition

Le granulat, qu'on appelle aussi agrégat, est un fragment de roche, d'une taille inférieure à 125 mm (sables, gravillons et graviers), destiné à entrer dans la composition des matériaux destinés à la fabrication d'ouvrages de travaux publics, de génie civil et de bâtiment. C'est la première ressource du sous-sol

I.3. Type de granulats

On distingue trois types de granulats : naturels, artificiels et recyclés

I.3.1. Granulats naturels

C'est le granulat d'origine minérale n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique.

Dans cette catégorie se rangent des granulats de roche, comme le calcaire, le porphyre, ...

On classe les granulats naturels en deux catégories :

- Les granulats alluvionnaires ou de roches meubles, dits roulés, dont la forme arrondie a été acquise par l'érosion. Ces granulats sont lavés pour éliminer les particules argileuses (nuisibles à la résistance du béton) et criblés pour obtenir différentes classes granulaires. Ils sont exploités dans les cours d'eau ou à proximité ou sur des fonds marins peu profonds. L'extraction est réalisée donc en fonction du gisement, de la hauteur du cours d'eau ou de la nappe phréatique à sec ou dans l'eau
- Les granulats de roches massives sont obtenus par abattage et concassage, ce qui leur donne des formes angulaires. Une phase de pré-criblage est indispensable à l'obtention de granulats propres. Différentes phases de concassage aboutissent à l'obtention des classes granulaires souhaitées. Les granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres : origine de la roche, régularité du banc, degré de concassage.



Figure I.1 : Extraction des granulats.

I.3.2. Granulats artificiels

Ce sont les granulats d'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant des modifications thermiques ou autres. Dans cette catégorie se rangent des granulats transformés, comme le schiste expansé, l'argile expansée, mica expansé (vermiculite)

On distingue plusieurs types de granulats artificiels qui peuvent être utilisés pour les usages spécifiques

- Sous-produits industriels, concassés ou non
- Granulats à hautes caractéristiques élaborés industriellement. Il s'agit des granulats élaborés spécialement pour répondre à certains emplois, notamment des granulats très durs pour renforcer la résistance à l'usure des dallages industriels (granulats ferreux, ...etc.) ou des granulats réfractaires

I.3.3. Granulats recyclés

C'est des granulats résultant de la transformation de matériaux inorganiques antérieurement utilisés dans la construction, tel que des bétons de démolition de bâtiment ou des structures de chaussées



Figure I.2 : Les granulats recyclés



Figure I.3 : Recyclage des granulats

I.4. Les caractéristiques des granulats

I.4.1 Caractéristiques géométriques

I.4.1.1 Granularité

Les granulats sont classés suivant leur granularité, qui est la distribution dimensionnelle de leurs grains obtenue par l'analyse granulométrique, ce qui conduit aux appellations normalisées "D" et "d" qui représentent respectivement la plus grande dimension qui est l'ouverture du tamis supérieur ; et la plus petite dimension du granulat qui est l'ouverture du tamis inférieur.

Un granulat est de classe d/D si le rapport $D/d > 1.4$ et si les conditions de refus à D et de tamisât à d citées dans le tableau suivant sont vérifiées.

Tableau I.1: Conditions à vérifier pour une classe d/D (NF P 18-304)

N	Dimension du tamis à repérer	Mesure à prendre	Condition à vérifier
1	$0.63d$	Tamisât cumulé T'	$T' < 3\%$ (si $D > 5\text{mm}$) Ou $T' < 5\%$ (si $D < 5\text{mm}$)
2	D	Tamisât cumulé T	$1\% < T < 15\%$ (si $D < 1.56d$) Ou $1\% < T < 20\%$ (si $D > 1.56d$)
3	D	Refus cumulé R	$1\% < R < 15\%$ (si $D < 1.56d$) Ou $1\% < R < 20\%$ (si $D > 1.56d$)
4	$1.56D$	Refus cumulé R'	$R' = 0$

La condition 1 permet de vérifier si sur les tamis plus petits que d les granulats sont en quantité négligeable. $0.63d$ renvoie à un ou deux tamis en dessous de d . La valeur de T' permet de vérifier si les grains sont en quantité négligeable sur le tamis là. La vérification de cette condition garantie que d est le premier ou plus petit tamis où il peut y avoir des granulats en quantité représentative.

La condition 2 vérifie alors si sur d les granulats sont en quantité représentative. La valeur de T numérise la notion de représentativité. On peut observer qu'être représentatif signifie avoir une valeur de tamisât comprise dans une plage ne dépassant pas 20%. La notion de représentativité est aussi relative à l'étalement granulaire. En effet la notion de représentativité varie légèrement selon l'écart entre d et D (selon que D est plus petit ou plus grand à $1.56d$).

La condition 3 vérifie si sur D les granulats sont en quantités représentatives, comme précédemment la notion de représentativité est numérisée.

La condition 4 vérifie s'il n'y a pas de granulats sur les tamis plus grands que D . $1.56D$ renvoie à un ou deux tamis au-dessus de D . $R'=0\%$ signifie que tous les granulats sont passés au travers ce tamis

La Norme (NFP18-101) a déterminé 5 classes granulaires :

- Les fines ($0/D$ avec $D \leq 0,08$ mm) ;
- Les sables ($0/D$ avec $D \leq 6,3$ mm) ;
- Les gravillons (d/D avec $d \geq 2$ mm et $D \leq 31,5$ mm) ;
- Les cailloux (d/D avec $d \geq 20$ mm et $D \leq 80$ mm)
- Les graves (d/D avec $d \geq 6,3$ mm et $D \leq 80$ mm).

NB : Il est possible de réaliser des mélanges de granulats pour obtenir des distributions granulaires adaptées à chaque utilisation.

I.4.1.2. La forme

La forme d'un granulat est définie par trois grandeurs géométriques :

- La longueur L ,
- L'épaisseur E ,
- La grosseur G , dimension de la maille carrée minimale du tamis qui laisse passer le granulat.

Granulats concassés : sont obtenus par abatage et concassage de roches massives exploités en carrières, ce qui leur donne des formes angulaires. Ces granulats présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres : origine de la roche, régularité du banc, degré de concassage, ...

Granulats roulés : Granulats ayant subi une altération naturelle mécanique et dont les pierres et les grains ont plus de 90% de surfaces arrondies et qui ont des dimensions comprises entre 0 et 90 mm. Généralement les granulats roulés sont de provenance alluvionnaire et sont dénommés d'après leur fleuve d'origine.

- **Le coefficient d'aplatissement A** d'un ensemble de granulats est le pourcentage pondéral des éléments qui vérifient la relation suivante : $\frac{G}{E} > 1.58$.

Son accroissement a pour effet de réduire la compacité d'un mélange. Un aplatissement élevé est particulièrement préjudiciable aux enduits superficiels (gravillonnage), car la faible épaisseur des particules engendre un excès relatif de liant à l'origine d'une perte d'adhérence.

- **L'angularité :** elle désigne à la fois le caractère plus ou moins aigu des angles entre les faces limitant les particules, l'état plus ou moins émoussé des arêtes délimitant ces faces et l'état plus ou moins rugueux de ces faces. Elle est mesurée exclusivement sur les gravillons d'origine alluvionnaire, arrondis par leur transport naturel au cours de leur histoire géologique, et sur les sables de toute origine.

Un défaut d'angularité accroît la déformabilité par cisaillement des enrobés hydrocarbonés et des assises de chaussées non traitées, au détriment de leur stabilité. Une faible angularité est parfois recherchée, avec les bétons d'ouvrages d'art par exemple, car elle augmente leur maniabilité à l'état frais au bénéfice de leur mise en œuvre entre des armatures métalliques.

I.4.1.2.a. Types de forme des granulats

La définition de la forme des grains étant complexe, on se limitera alors à définir les notions « arrondi ou moins arrondi », « très ou moins anguleux »

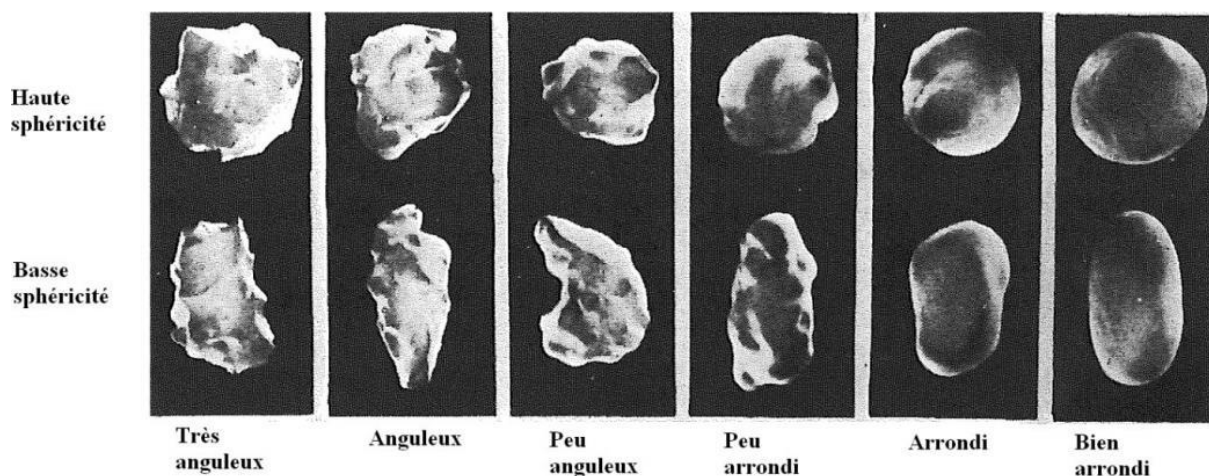


Figure I.4 : Simplifications de Power (1953) permettant d'évaluer l'arrondi des grains

On peut distinguer globalement 6 différentes formes de grains :

Forme « arrondie »

S'ils sont des matériaux alluvionnaires, car ils ont subi des transformations de textures causées par l'effet de transport d'eau, dans ce cas la rupture des grains est moins rapide.



Figure I.5 : Granulats arrondis.

Forme « allongée » ou « aplatis »

Pour les granulats de forme allongée, la longueur est au moins 3 fois supérieure à la largeur et la hauteur du granulat, tandis que pour ceux de forme aplatis la hauteur est au moins trois fois plus faible que la longueur et la largeur.

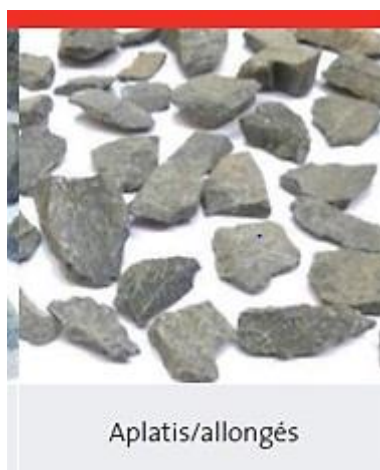


Figure I.6 : Granulats rugueux allongés et aplatis



Figure I.7 : Granulats lisses allongés et aplatis

Forme « cubique »

Ce sont des granulats dont la forme est proche d'un cube.



Figure I.8: Granulats cubiques.

Forme « polyédrique »

L'enveloppe extérieure du granulat est, pour la majorité de sa surface, constituée de faces planes aux arêtes droites.

Forme « quelconque »

La forme du granulat ne peut être rapportée à aucune forme géométrique élémentaire.

I.4.1.2.b. Evaluation de la forme des grains

La forme des grains a fait l'objet de nombreuses classifications, dont on ne retiendra que les aspects essentiels. La caractérisation de la forme des grains est dépendante de l'échelle d'observation (Figure I.9 (a)). A l'échelle du grain, on décrit la forme générale de celui-ci par trois attributs relatifs indépendants incluant la rugosité, l'arrondi et la forme (*Barrett, 1980*):

En mécanique des sols, on limite la description des grains à l'observation par des dispositifs optiques. A cet effet, on peut résumer la forme des grains en termes de sphéricité et de rondeur par opposition à l'élongation et l'angularité (Figure I.9 (b)).

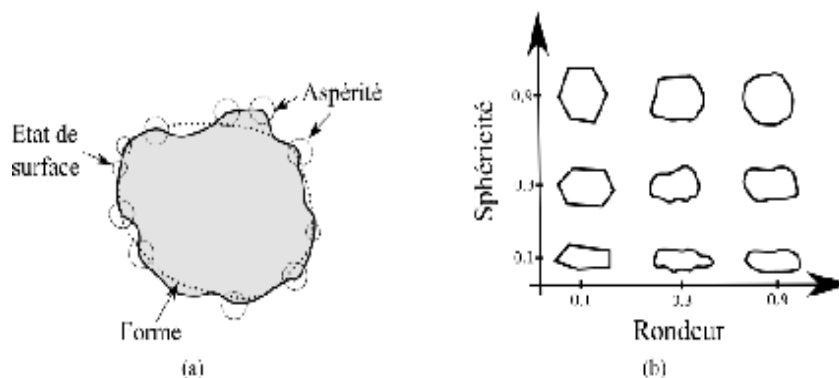


Figure I.9: (a) éléments de qualification de la forme d'un grain en fonction de l'échelle d'observation, (b) classification des grains à l'échelle de la forme en terme de rondeur et de sphéricités (Vioret. Ch, 2008)

Angularité ou arrondi

L'angularité représente l'état des sommets et des arrêtes des grains. Elle est définie au moyen des rayons de courbures des aspérités et du diamètre équivalent, tels que:

$$C = \frac{\sum r_i}{NR} \quad (\text{Wadell, 1933})$$

Où r_i rayons de courbures,

N nombre de bosses

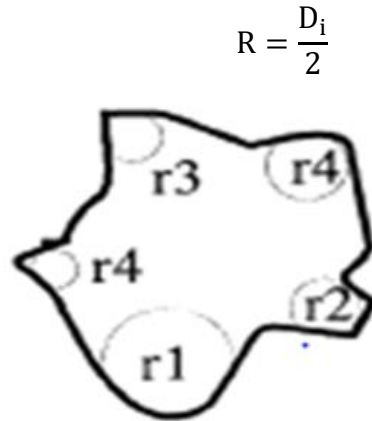


Figure I.10: Mesure de l'angularité

Au point de vue de la technique routière, on peut distinguer deux aspects de l'angularité :

- une bonne angularité confère aux matériaux un angle de frottement interne élevé, donc une bonne stabilité mécanique.
- pour les couches superficielles et pour lutter contre le glissement, les granulats doivent avoir des arêtes vives et ne pas présenter de faces arrondies.

La sphéricité et l'arrondi

Les critères de Wadell (1935) et de Powers (1953) basés sur l'arrondi et la sphéricité sont généralement utilisés pour caractériser la morphologie des grains. Cette notion d'arrondi et de la sphéricité a été introduite pour caractériser des particules de quartz. Ainsi, Wadell (1935) a exprimé l'arrondi ξ comme le rapport entre le rayon de courbure rc moyen des arêtes sur la surface Sg de la particule considérée par le rayon R de la plus grande sphère inscrite :

$$\xi = \frac{\iint rc.dS}{SgR}$$

Il a défini aussi un paramètre Ψ , appelé indice de sphéricité, permettant de caractériser la sphéricité d'une particule comme le rapport de la surface d'une sphère de même volume que le grain (Ss) sur la surface effective du grain (Sg) :

$$\Psi = \frac{\frac{1}{\pi^3}(6Sg)^{\frac{2}{3}}}{Sg}$$

L'arrondi d'une particule a été défini initialement par Wadell (1932). Cette mesure d'arrondi, pourtant reconnue comme la plus précise de toutes, a été rarement utilisée car elle nécessite un temps très long de calcul. Pour chaque particule, il s'agit de mesurer, dans les trois plans orthogonaux ou seulement dans le plan de projection maximale, le rayon de courbure de chaque angle. Un angle est une partie du contour dont le rayon de courbure est inférieur au rayon du plus grand cercle inscrit. Le rayon de courbure moyen des angles rapporté au rayon du plus grand cercle inscrit donne l'arrondi de la particule (Wadell, 1932). Notons qu'aucune définition de la courbure n'est donnée dans le texte original. Afin de raccourcir le temps nécessaire aux mesures, (Krumbein, 1941) créa le diagramme qui porte son nom.

Ce diagramme associe des images de particules à leurs arrondis mesurés par la méthode de Wadell. Ainsi, pour déterminer l'arrondi d'une particule, il suffit de le comparer visuellement aux images standard de particules d'arrondi connus

La sphéricité et l'arrondi peuvent être effectivement caractérisés par une comparaison visuelle avec des diagrammes (Gens, 1955 ; Barrett, 1980). Par exemple le diagramme montré dans la figure qui suit :

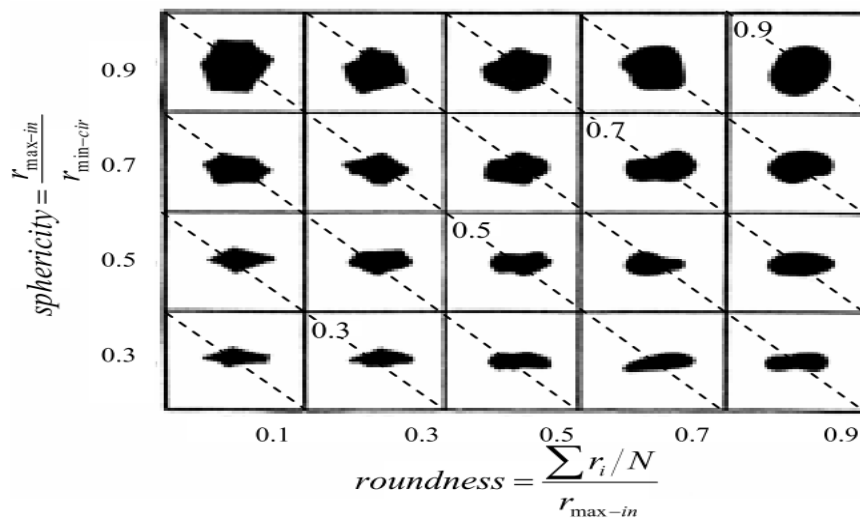


Figure I.11: Diagramme employé pour la sphéricité S et l'arrondi R des grains (modifié de Krumbein et de Loss, 1963)

Les lignes pointillées diagonales correspondent au $\rho = (R+S)/2$, c'est la constante de régularité des grains

Remarque

La forme des granulats influence remarquablement sur la résistance du matériau. Les matériaux de forme plate ou allongée sont plus fragiles que ceux voisins de la forme cubique. Par contre les granulats concassés représentent une meilleure adhérence que les granulats roulés

I.4.1.3. Distribution granulaire

En géotechnique, un échantillon de sol peut être défini par sa distribution granulométrique.

La distribution granulométrique renseigne sur les tailles de particules mises en jeu ainsi que sur les proportions en masse de chaque taille de particules présentés dans les matériaux granulaires naturels ou industriels. Dans l'ingénierie civile, l'utilisation de la granulométrie mono diamètres est très rare. La présence de particules de tailles différentes, et souvent à des proportions différentes, joue un rôle important dans le comportement mécanique des matériaux granulaires au sens où la présence de différents ordres de grandeurs de taille de grains change radicalement l'arrangement des particules (Voivret & al. (2007)). Le comportement macroscopique étant dépendant du réseau de contacts qui s'établit entre les grains, une modification de l'arrangement de ces derniers modifie également les caractéristiques, autant locales que macroscopiques, d'un matériau granulaire. Le type de projet de génie civil détermine le type de granulométrie à choisir.

La distribution granulaire est caractérisée par une courbe granulométrique qui décrit la granulométrie du matériau, ses courbes également sont caractérisés par les coefficients d'uniformité et de courbure

- Coefficient d'uniformité $C_u = d_{60} / d_{10}$ permet de caractériser l'étalement de la courbe granulométrique. Ainsi, une granulométrie est dite étalée lorsque son Coefficient d'uniformité $C_u > 3$ et serrée si $C_u < 3$.
- Coefficient de courbure $C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} * d_{60})$: il renseigne sur la forme de la courbe granulométrique. Par exemple, lorsque $C_u > 3$ pour un sable, alors $1 < C_c < 3$ permet d'avoir une granulométrie bien étalée.

I.4.2. Caractéristiques physiques**I.4.2.1. Densité d'un milieu granulaire**

La densité relative d'un sol peut être définie par plusieurs grandeurs dont la compacité ; la porosité et l'indice des vides. Elle traduit la distribution quantitative des vides dans le sol. En

considérant un échantillon de sol dont le volume total est V_t , le volume des particules solides V_s et celui des pores V_v on peut écrire :

- Compacité : $C = \frac{V_s}{V_t}$
- Porosité : $n = \frac{V_v}{V_t}$
- Indice des vides : $e = \frac{V_v}{V_s}$

La porosité n , étant le complémentaire de la compacité, on peut définir les relations suivantes :

$$e = \frac{1-C}{C} ; n=e.C$$

Pour Bonneau et Souchier (1994), il convient de distinguer la porosité texturale de la porosité structurale :

La porosité texturale est étroitement liée à l'arrangement des particules constituant le matériau (sables, argile...). Dans cette porosité texturale, nous distinguons aussi deux types de porosité :

- Porosité efficace : elle est généralement utilisée pour caractériser l'ensemble de pores connectés et dans lesquels l'eau peut circuler. Elle est étroitement liée à la perméabilité du matériau et reste très employée en hydrogéologie.
- La porosité totale correspond aux pores connectés et non connectés. Elle influence fortement la résistance.

La porosité structurale : elle matérialise les espaces existants entre les agrégats du sol. Elle est très largement influencée par le temps et est considérée comme variable au cours de l'histoire du matériau.

I.4.3. Caractéristiques mécaniques

Les principales caractéristiques des granulats sont définies comme suit :

- La résistance à la fragmentation, mesurée par la méthode d'essai Los Angeles (LA).
- La résistance aux chocs.
- La résistance à l'usure, mesurée par la méthode d'essai « Micro-Deval humide » (MDE).
- La résistance au polissage, mesurée par le « coefficient de polissage accéléré ».
- La résistance à l'abrasion et sa forme scandinave, la résistance à l'abrasion provoquée par les pneus à crampons.
- La résistance à l'alternance gel-dégel.
- La stabilité volumique au séchage.

I.4.4. Caractéristiques chimiques

Les caractéristiques chimiques des granulats sont :

- La teneur en chlorures : La teneur en ions chlorures solubles dans l'eau doit être connue afin de faire le bilan en chlorures du béton. La quantité de chlorures contenue dans le béton doit être maîtrisée afin de limiter les risques de corrosion des armatures
- La teneur en composés contenant du soufre et en sulfate : Les teneurs en soufre total et en sulfates sont des caractéristiques qui sont indispensables pour évaluer l'impact d'une source de granulat sur la durabilité des bétons vis-à-vis d'éventuelles réactions ettringétiques secondaires
- La teneur en alcalins (sodium, potassium)
- La teneur en silice libre

Les granulats sont utilisés :

- directement sans liant : ballast de voies ferrées, remblais, couches de forme des structures routières ;
- Solidarisés avec un liant : le ciment pour le béton et les mortiers, le bitume pour les enrobés.

Conclusion

Ce chapitre a comporté des généralités sur les granulats telles que leurs types, caractéristiques géométriques, mécaniques, physiques et chimiques pouvant influencer sur la qualité du matériau et donc sur la qualité de l'ouvrage à réaliser

Le chapitre qui suit va traiter un problème d'une grande importance pour les sols qui est la compacité

CHAPITRE II

Compacité granulaire

II.1. Introduction

La compacité granulaire est un problème particulièrement complexe car il dépend d'un grand nombre de variables. La nature et la forme des granulats, les dosages des constituants, le mode de compactage ou le volume de confinement sont tous des paramètres qui influencent la compacité granulaire.

La compacité d'un mélange granulaire est un paramètre important pour le sol mais aussi pour de nombreuses applications dans le Génie Civil tel que les routes, barrages en terre, le béton...

II.2. Définition de la compacité granulaire

La compacité d'un mélange granulaire est le taux d'occupation réel dans l'espace. Elle est égale par définition, au volume solide dans le volume unité.

Elle dépend de trois facteurs essentiels :

- La taille des grains considérés (décrite par la courbe granulométrique),
- La forme des grains (morphologie, état de surface, etc.),
- La façon dont est réalisé l'empilement.

Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage tend vers 100 % lorsque le poids volumique sec sur chantier ($\gamma_{d_{chant}}$) s'approche de celui trouvé au labo ($\gamma_{d_{opt}}$).

II.3. L'empilement granulaire

C'est le mode d'arrangement des grains, c'est une propriété qui permet de constituer un assemblage 'en vrac' de compacité variable. L'optimisation granulaire est le procédé qui permet de maximiser l'empilement granulaire en minimisant l'espace entre les granulats donc les vides ce qui améliore la résistance mécanique du sol.

La proportion de chaque dimension des grains doit être choisie de façon à remplir les vides laissés par les grains des dimensions supérieures. Il faut réduire la teneur en éléments fins au minimum requis pour obtenir une bonne maniabilité et une bonne compacité.

II.3.1 Taille et forme des grains

La distribution des tailles et la forme des grains sont les deux principales propriétés qui affectent l'empilement. En ce qui concerne les mélanges constitués de particules de formes irrégulières et présentant des distributions granulométriques larges, la compacité diminue si la forme des particules s'éloigne de la sphéricité. D'autre part, la compacité augmente avec

l'étalement de la distribution granulométrique car les petites particules peuvent se loger dans les interstices créés entre les plus grosses (Cumberland, 1987 ; German, 1989).

II.3.2. Type d'empilement granulaire

II.3.2.1 Empilement mono-disperse de sphères

C'est-à-dire un amas constitué de sphères de même taille. Ce type d'empilement est obtenu en utilisant des méthodes de compaction par vibration horizontale sans avoir recours à placer les grains manuellement les unes à côté des autres.

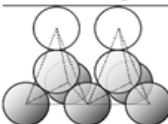
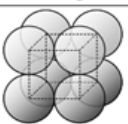
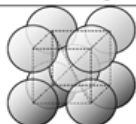
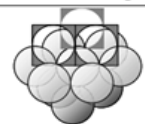
Tetraédrique	Cubique	Octaédrique	Dodecaédrique
			
Nombre de points de contact par sphère :			
4	6	8	12
Indice des vides correspondant:			
1.95	0.91	0.47	0.35
Porosité correspondante (%)			
66	48	32	26
Compacité correspondante (%)			
44	52	68	74

Figure II.1: Types d'empilement mono-disperse de sphère les plus rencontrées et leurs paramètres correspondants (NADJIBOU A.H, 2016)

II.3.2.2. Empilement de sphères poly-dispersés

Dans la pratique, les milieux granulaires ne sont pas constitués de sphères de diamètre identique. Un empilement poly-dispersé est un amas constitué de sphères de diamètres différents. La densité minimale d'un empilement poly-dispersé de sphères est toujours supérieure à celle d'un empilement mono-disperse.

Le plus simple de ces empilements est le mélange qui est constitué de sphères de deux diamètres différents. La densité de ce type d'arrangement dépend non seulement de la fraction des petites particules mais aussi du rapport entre les deux diamètres.

On trouve aussi plusieurs travaux de recherche qui exposent des algorithmes permettant de déterminer numériquement la densité d'un empilement polydispense (Al-Raoush et al. (2007) et Jia et al. (2007)). Ces algorithmes obtiennent des structures et des densités proches de celles mesurées dans la réalité, par exemple à l'aide d'un tomographe à rayons X.

II.4. Type de compacité

II.4.1. Compacité virtuelle

La compacité virtuelle est une caractéristique non physique représentant une mise en place dans un milieu infini. La compacité virtuelle est la compacité maximale que pourrait atteindre des particules monomodales en arrangeant ses grains un à un de façon optimale, sans effet de paroi.

II.4.2. Compacité réelle

La compacité réelle représente la proportion de 'plein' dans le mélange granulaire mis en place dans un milieu infini avec une énergie non infinie. Celle-ci est notamment prise en compte à l'aide du coefficient d'indice de serrage.

La compacité réelle peut être mesurée en utilisant différents procédés (Déversement, piquage avec tige, vibro-compactage ...). Chacun de ces procédés est caractérisé par un indice de serrage.

Quelques définitions

Effet de paroi : Quand les éléments fins sont en quantité prépondérante, leur arrangement se trouve relâché au voisinage de la surface des grosses particules ou de celle du récipient : c'est l'effet de paroi.

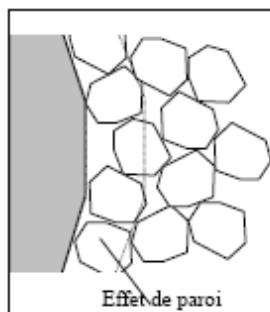


Figure II.2 : Effet de paroi du récipient

(De Lerrard, 2000)

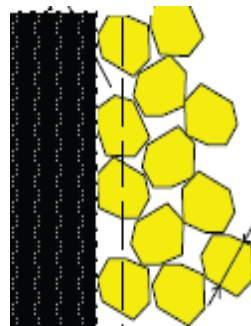


figure II.3 : Effet de paroi entre les grains

(De Lerrard , 2000)

Effet de desserrement : l'introduction de quelques petits grains, insuffisamment fins pour se glisser entre les gros, entraîne une désorganisation au moins locale de la structure de ses derniers lorsqu'ils sont dominants.

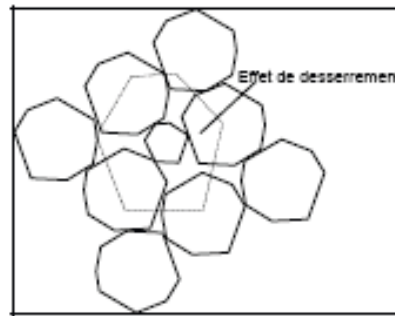


Figure II.4 : Effet de desserrement (De Lerrard, 2000)

II.5. Contrôle de la compacité

II.5.1. Sur chantier

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le degré de compacité (D_c (%)) = $\gamma_{d_{chant}} / \gamma_{d_{opt}}$ est le principal critère de contrôle pour accepter ou non le compactage. On calcule le degré de compacité (D_c) en comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier ($\gamma_{d_{chant}}$) avec celui du laboratoire ($\gamma_{d_{opt}}$). Ce degré s'approche de 100% lorsque la valeur de ($\gamma_{d_{chant}}$) s'approche de celle de ($\gamma_{d_{opt}}$).

Le compactage vise principalement à stabiliser les sols et à en augmenter la capacité à porter des charges. Pour s'assurer d'atteindre cet objectif, on vérifie la qualité des opérations de compactage sur le terrain en utilisant comme critère de contrôle le degré de compacité.

Le degré de compacité recommandé est habituellement spécifié dans les devis ; sa valeur dépend de la nature des ouvrages. De façon générale, il se situe entre 90% et 98% de l'essai Proctor modifié. En construction routière, le CPS recommande un degré de compacité de 98% de l'essai Proctor Modifié pour la fondation d'une route et de 90% pour le terrain naturel et la sous-fondation (on précise toutefois que la compacité de la dernière couche de 150 mm de la sous-fondation doit atteindre 95% de l'essai Proctor modifié).

Le degré de compacité des pierres concassées, graviers et sables dans leur état le plus lâche est d'environ 80%.

On mesure la compacité et/ou la teneur en eau sur le chantier à l'aide de plusieurs appareils de plus simples aux plus sophistiqués.

II.5.1.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2)

Le densitomètre à membrane est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec (Fig.II.5 (a)). En ayant la masse humide et sèche de l'échantillon extrait ; on peut facilement calculer les poids volumiques apparents humide et sec des sols en place.

II.5.1.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1)

Cet essai relatif aux chaussées, mesure de la masse volumique moyenne apparente des matériaux en place à l'aide de transmission directe de rayons Gamma. Cet appareil portatif permet d'effectuer des mesures de densité et d'humidité des sols, granulats, terrassement, bétons et enrobés bitumineux (fig. II.5 (b)). Ils contiennent une ou deux source(s) radioactive(s) scellée(s). La première (Césium 137 ou Cobalt 60) permet de déterminer la masse volumique des matériaux (par transmission directe ou rétrodiffusion) grâce au comptage de photons (compteur Geiger Müller). La seconde (Américium 241/Béryllium ou Californium 252) permet de déterminer la teneur en eau des matériaux. Les neutrons émis par la source sont ralentis par l'hydrogène de l'eau puis captés par un détecteur à Hélium 3.

II.5.1.3. Soil density gauge (SDG)

Cet essai permet le contrôle de compactage par la méthode SDG 200. Le SDG 200 (soil density gauge) est un appareil non nucléaire qui crée un champ électrique au niveau de son plateau sensitif et mesure en réponse le constant diélectrique du matériau avec un temps de mesure n'excédant pas 3 minutes (Fig.II.5 (c)).

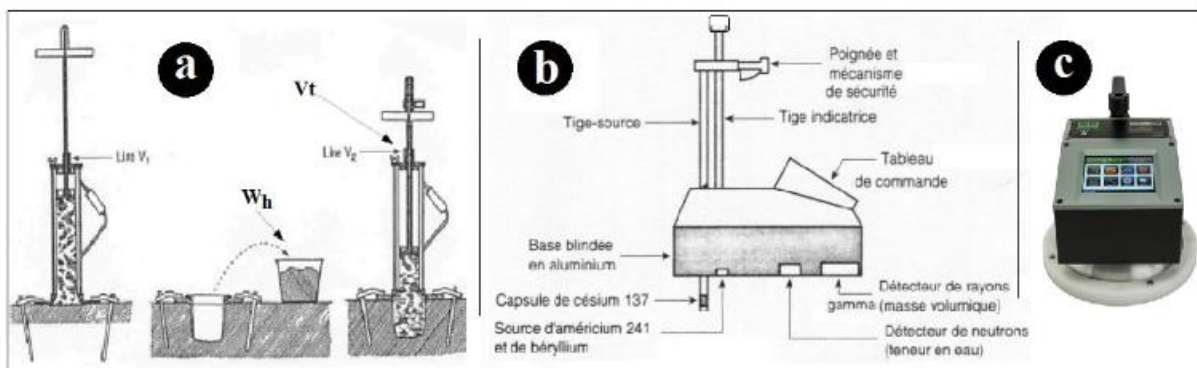


Figure II.5: Différentes méthodes pour mesurer la compacité

II.5.1.4. L'essai à la plaque

L'essai de chargement à la plaque est un essai géotechnique classique qui permet de réaliser sur la surface d'un sol ou d'une couche faisant partie de la structure routière une expérience relativement simple dont le résultat est lié aux propriétés mécaniques des matériaux examinés.

Les résultats de l'essai sont destinés au contrôle de la mise en œuvre des matériaux (contrôle de compactage) ; parfois les essais de chargement à la plaque sont effectués dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'une chaussée neuve ou de renforcement d'une chaussée existante. A défaut de mesure du module de la plaque, il est estimé par la formule donnée par les catalogues de dimensionnement des chaussées neuves $E = 5 \times \text{CBR}$.

II.5.2. Contrôle de la compacité au laboratoire

II.5.2.1. Méthode de versement simple

Selon la norme NF EN 1097-3 cette méthode consiste, à remplir un cylindre de volume V égale à 0.56 l, de hauteur de 80 mm pour les sables, ou d'un cylindre de volume égale à 3.98 l et de hauteur de 200 mm pour les gravillons, en laissant s'écouler le matériau sous l'effet de la gravité, sans aucune autre sollicitation, puis en pesant la masse M du récipient après arasement. M_0 étant la masse du récipient à vide, et ρ la masse volumique réelle de l'échantillon, la compacité C_{exp} , s'écrit :

$$C_{exp} = \frac{M - M_0}{\rho V}$$

II.5.2.2. Méthode de piquage

Pour cet essai, les cylindres utilisés sont identiques à ceux du précédent mode opératoire. Pour améliorer le compactage du matériau dans le cylindre, nous utilisons une tige, que nous enfonçons plusieurs fois dans l'échantillon (méthode inspirée de la méthode (ASTMC29-78). Pour les gravillons, la tige utilisée est en acier elle est à tête hémisphérique et à 600 mm de long avec un diamètre de 16 mm. En revanche, pour les sables, la longueur utile est de 130 mm avec un diamètre de 6 mm.

Les cylindres cette fois ci sont remplis en trois couches successives, chacune piquée vingt-cinq fois. L'échantillon fait l'objet d'une première mesure après simple versement, puis nous vidons le cylindre et nous partageons l'échantillon en trois parties égales, et nous appliquons le présent mode opératoire.

II.5.2.3. Méthode de vibration avec compression

Dans cette méthode, la masse de l'échantillon M_s prise pour les graviers est de 7.5 kg et pour les sables 3 kg. Le cylindre utilisé a un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm. Le cylindre est équipé d'un disque interne de même diamètre et qui permet d'appliquer une charge uniformément répartie sur toute la surface des granulats. L'ensemble est solidarisé à une table vibrante. Un poids (P) est solidarisé avec le cylindre interne, appliquant une pression totale de 10 kPa sur l'échantillon compacté. Une masse M_s de granulats est malaxée à sec de manière à homogénéiser l'ensemble, puis versée dans le cylindre. La vibration est lancée après l'application de la pression (10 kPa) (El Barrak, 2005).

Cet échantillon est soumis à une vibration de 150 Hz pendant une minute et la compacité est donnée par la moyenne (sur un minimum de deux échantillons) selon l'expression, (de Larrard, 2000) :

$$C_{exp} = \frac{M_s}{\rho V}$$

II.6. Facteurs influant la compacité

II.6.1. Forme des grains

Si on a des mélanges de grains de taille similaire alors, la compacité dépend de la forme et de la rugosité de ces grains. La présence d'éléments roulés assure une meilleure maniabilité qui, au moment de la mise en œuvre, facilite le serrage et l'obtention d'une bonne compacité. Des matériaux très anguleux se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage

La figure qui suit montre que pour les grains roulés, la compacité est comprise entre 0.60 et 0.64 ; par contre elle est plus faible pour les grains concassés qui varie entre 0.53 et 0.58

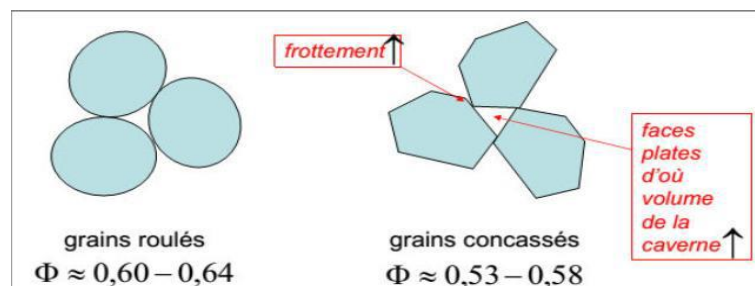


Figure II.6: Valeur des compacités pour les grains roulés et concassés (F De Lerrard, 2000)

II.6.2. Effet du mode de mise en place

La compacité dépend directement du mode de mise en place c'est-à-dire de la façon dont est réalisé l'empilement. La figure qui suit montre que pour un simple versement, la compacité est égale à 0,56, s'il s'agit d'une vibration il vaut 0,58, pour un piquage il est de 0,57 et enfin pour une vibration et une compression simultanément il est de 0,63.

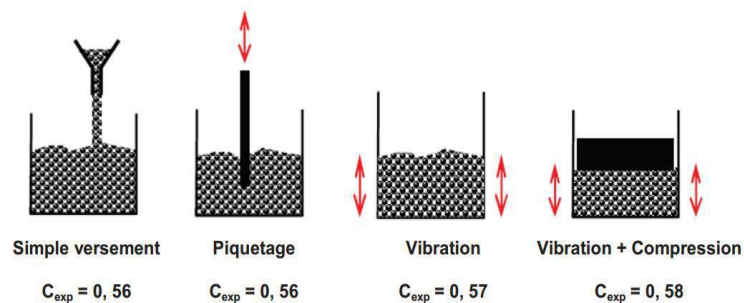


Figure II.7: Indice de compacité pour les différents modes de mise en place des grains (De Lerrard, 2004)

II.6.3. Effet de la taille des grains

Dans l'ingénierie civile, l'utilisation de la granulométrie mono diamètres est très rare. La présence de particules de tailles différentes, et souvent à des proportions différentes, joue un rôle important dans le comportement mécanique des matériaux granulaires au sens où la présence de différents ordres de grandeurs de taille de grains change radicalement l'arrangement des particules (Voivret & al. (2007)). Le comportement macroscopique étant dépendant du réseau de contacts qui s'établit entre les grains, une modification de l'arrangement de ces derniers modifie également les caractéristiques, autant locales que macroscopiques, d'un matériau granulaire.

II.6.4. Effet de la granulométrie sur la compacité

La forme des courbes granulométriques apporte les renseignements sur les limites d et D du granulat en question. La plus ou moins grande proportion d'éléments fins, par exemple la courbe située au-dessus de celle du sable normal correspond à un sable à majorité de grains fins et c'est l'inverse pour celle située en dessous. Elle nous renseigne sur la continuité ou la discontinuité de la granularité.

Kabre (1991) indique que la compacité augmente avec le coefficient d'uniformité $C_U = D_{60}/D_{10}$. D_{60} et D_{10} sont les diamètres des tamis qui laissent passer respectivement 60 % et 10 % du matériau.

II.6.5. Effet de l'étendue granulaire

Kechkar et Cherait, 2008 ont effectué une étude systématique sur des mélanges binaires obtenus par une combinaison de deux classes uni-modales, préalablement séparées. Pour la réalisation des mélanges, ils ont procédé à une homogénéisation manuelle.

Sept classes ont été préparées (a–b–c–d–e–f–g) du granulat, les tailles des grains au sens des tamis étaient les suivantes : $0.3 < a < 0.425 < b < 0.6 < c < 1.18 < d < 2 < e < 3.35 < f < 5 < g$. Les résultats montrent bien que la compacité diminue lorsque le rapport d_2/d_1 augmente. Ce fait expérimental confirme les travaux de Caquot sur les mélanges granulaires. Nous remarquons aussi que la variation de la compacité est plus rapide du côté des gros dominants (petits pourcentages de grains fins $y_2 \leq 0.4$) que du côté des petits.

Joisel, pour ses expériences, a utilisé six classes (a - b - c - d - e - f) d'un granulat roulé (issue de la Seine), de tailles (au sens des tamis) suivantes (De Larrard et Col., 1994) : $0.2 \text{ mm} < a < 0.4 < b < 0.8 < c < 1.6 < d < 3.2 < e < f < 12.8 \text{ mm}$. Les résultats obtenus sont similaires que ceux de Kechkar et Cherait (2008).

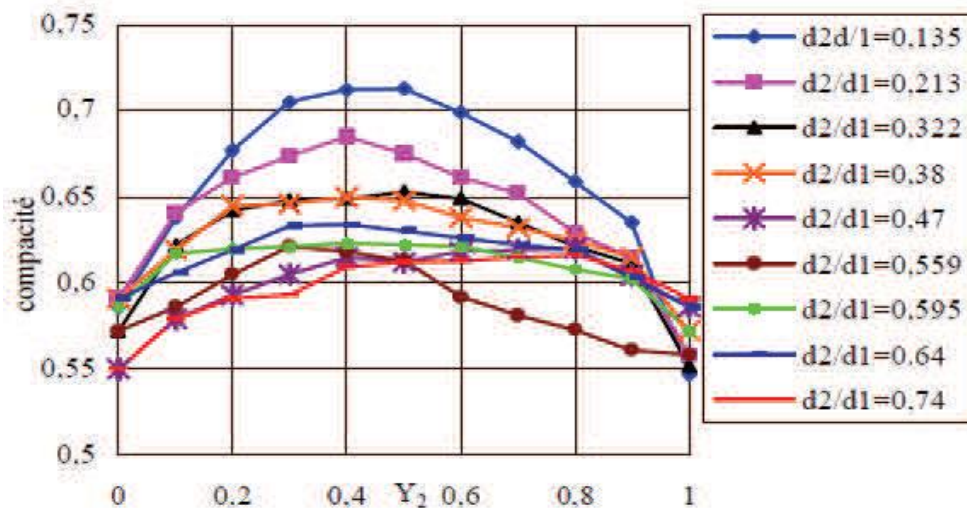


Figure II.8 : Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar et Cherait, 2008)

II.6.6. Granularité des granulats

Elle caractérise la répartition du granulat en tranches dimensionnelles. La granularité a une importance primordiale car elle permet d'obtenir une compacité maximale et d'éviter la ségrégation au moment de la mise en œuvre.

La granularité que l'on peut maîtriser et optimiser pour tous les matériaux, apparaît comme le recours le plus général pour corriger les autres caractéristiques géométriques des granulats et dans une certaine mesure une résistance mécanique déficiente.

Arquie ; Morel (1988) montrent qu'un matériau ayant une bonne granularité aura une densité maximale plus élevée qu'un matériau creux ou ayant un excès de sable

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

Conclusion

La compacité d'un milieu granulaire est influencée directement par l'espace et le nombre de contacts entre les particules. Elle dépend de certaines propriétés comme (la distribution de taille et la forme des particules, la paroi du récipient et du gros granulat, le desserrement entre particules ainsi que le mode de mise en place). Cela rend sa maîtrise très délicate et fait d'elle un problème commun pour toutes les applications du génie civil et essentiellement les couches de chaussées

Le chapitre suivant va traiter les chaussées, leur structure, types, matériau à utiliser lors de leur construction, les dégradations qu'elles rencontrent, l'effet du compactage sur leur durabilité et enfin les conséquences du sous-dimensionnement sur la pathologie de ses chaussées.

CHAPITRE III

Généralités sur les chaussées

III.1. Introduction

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est la répartition latérale des contraintes dues à des charges roulantes en surface afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel.

III.2. Définition des chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme.

III.3. Structure de chaussée

La structure de la chaussée est constituée du bas vers le haut de la Plate-forme (éventuellement surmontée d'une couche de forme), de l'assise et de la couche de surface.

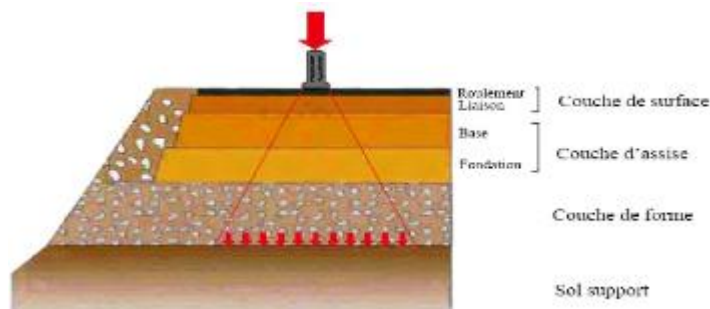


Figure III.1: Structure d'une chaussée type et répartition des contraintes (LCPC-SETRA, 1994)

La plate-forme constitue le support sur lequel repose la chaussée. Elle est constituée du sol support (déblai ou remblai) désigné dans sa zone supérieure (sur 1m d'épaisseur environ), par le terme Partie Supérieure des Terrassements (PST), et dont la surface constitue l'arase de terrassement ; et d'une couche de forme éventuelle (LCPC-SETRA, 1992).

L'assise est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

Éventuellement on peut trouver, entre la plate-forme et la couche de fondation une sous-couche (drainante ou anti-cantaminante)

La couche de surface est la couche supérieure de la chaussée. Elle est constituée de la couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, et le cas échéant, d'une couche de liaison, intermédiaire entre les couches d'assise et

la couche de roulement qui permet d'assurer une bonne adhérence entre la couche de base et la couche de roulement.

Les sols naturels sont classés selon leur portance, ses classes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.1: classification des sols naturels selon le catalogue du CTTTP

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

III.3.1. Plate-forme support de chaussée

C'est un ensemble constitué du sol support et d'une couche de forme.

III.3.1.1. Le sol support

Généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée.

La portance de la chaussée dépendra essentiellement de la portance du sol support.

III.3.1.2. La couche de forme

Lorsqu'on rencontre des sols à des faibles portances, il est nécessaire de faire recours à une couche de forme pour permettre la réalisation des couches de chaussées dans les conditions acceptables

La couche de forme est une structure de transition, permettant l'adaptation du remblai. Elle doit respecter, en fonction de la norme de classification des sols NFP11-300, les caractéristiques suivantes :

- **Mécanique**

La couche doit être résistante :

- Homogénéisation et maintien de la portance dans le temps ;
- La portance est la capacité du sol à résister aux charges transmises par les roues des véhicules.

- **Géométrique**

La couche doit être de faible granulométrie avec une épaisseur de 30cm de classe granulaire 0/63

- **Hydraulique**

La couche doit être drainante.

- **Thermique**
- La couche doit être hors gel.

III.3.1.2.a. Le choix de matériau défini pour la couche de forme

La couche de forme est donc nécessaire et doit être composée si possible de :

- Sable et de graves traités,
- Matériaux graveleux non traités (grave non traitée) : tout-venant d'oued ou de carrière (TVO et TVC, TUF, etc.) ôté d'argile de classe 0/63.

Certains types de matériaux sont à éviter pour la couche de forme :

- Sable argileux,
- Sable fin limoneux,
- Sol marneux,
- Limons, etc.

La couche de forme doit être parfaitement compactée pour répondre à ses fonctions.

Le damage pourra se faire avec :

- Un pied dameur,
- Un compacteur statique à pied dameur,
- Une plaque vibrante,
- Un compacteur vibrant à cylindre lisse,
- Un compacteur à pneu, etc.

III.3.1.2.b. Contrôle de portance des plates-formes

Les couches de forme sont contrôlées à l'aide des essais suivants en fonction de la taille du chantier et de la nature de la couche de forme :

- Mesure de la portance par l'essai à la plaque EV2 (NFP 94.117.1) ou par l'essai à la dynaplaque E (méthode d'essai).
- Mesure de la déformabilité (NFP 98.200.1) à la poutre de Benkelman ou au déflectographe sous essieu de 130 KN.

Pour les chantiers importants, le contrôle sera réalisé de préférence à partir de mesures de déflexions.

Le tableau suivant donne des indications sur le choix de la couche de forme à réaliser

Tableau III.2: Indication sur le choix de la couche de forme à réaliser (selon le CTTP)

Classe de portance de sol terrassé (Si)	Matériau de couche de forme	Epaisseur de matériau de couche de forme	Classe de portance de sol support visée (Sj)
<S4	Matériau non traité	50 cm (en deux couches)	S3
S4	//	35 cm	S3
S4	//	60 cm (en deux couches)	S2
S3	//	40 cm (en deux couches)	S2
S3	//	70 cm (en deux couches)	S1

III.3.2. Couches d'assises

III.3.2.1. Couche de fondation

La construction des couches de fondation est en général aisée, un grand nombre de sols conviennent, soit simplement apportés, soit améliorés par un traitement approprié.

On peut utiliser non seulement les sols naturels, toutes les graves maigres, des sols à gros cailloux aux sables, les schistes miniers... etc.

C'est une couche de 20 cm d'épaisseur de classe granulaire 0/31,5.

Les matériaux à utiliser pour la couche de fondation :

- Grave non traitée ;
- Matériaux traités avec liant hydraulique ou hydrocarbonés (GB, GL, SB, SG) ;
- Tuf.

Ces sols doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Peu sensible à l'eau, il faut que la proportion d'éléments fins (argile) soit faible. Il faut chercher des sols où l'indice de plasticité soit nul soit inférieur à 5.
- Conserver dans les conditions hygrométriques les plus défavorables, une portance suffisante.
- Etre plus compacté par des vibrations et des compressions qui conduisent à un aménagement stable des grains correspondant à une quantité de vides réduite et à une forte densité sèche.
- Pouvoir « vivre en bon voisinage » avec le terrain sur lequel il est posé. A cet égard, des difficultés peuvent survenir dans diverses circonstances, notamment :

- La sensibilité du sol à l'eau, et le terrain de fondation est imperméable et aussi exposé à des remontées capillaires. Il est préférable d'évacuer ces eaux et couper ces remontées capillaires par une sous couche anticapillaire drainante, très perméable.
- La sensibilité du sol au gel, donc il faut construire une sous couche antigel.
- Le terrain contient des éléments très fins qui risquent, au cours du compactage et quand la chaussée sera en service, de pénétrer dans le sol d'apport et d'en altérer la granulométrie, la stabilité, la portance, de le rendre sensible à l'eau, etc.

Les couches de fondation doivent toujours être plus perméables que les couches qu'elles supportent, pour éviter des rétentions d'eau dans la chaussée.

III.3.2.2. Couche de base

Dans les couches supérieures, des contraintes localisées élevées (trafic, environnement...) peuvent se manifester.

Les conditions auxquelles doit satisfaire le matériau sont de même nature que pour les couches inférieures (couche de fondation) mais l'expérience conduit à les rendre plus précises et plus sévères. (Coquand, 1987)

La couche de base est protégée superficiellement par une couche de surface (goudron ou bitume). Elle sera généralement constituée par une grave (naturelle ou améliorée) ou par un tout-venant de concassage.

- Le matériau doit avoir une grosseur maximale de 40mm. Sinon on s'expose à une ségrégation dans la mise en œuvre et à des arrachements en surface, quand la chaussée sera mise en service.
- Le ruissellement des eaux de pluie hors de la chaussée doit être bien assuré, les remontées capillaires doivent être évitées.
- Il faut éviter d'employer des matériaux tendres, dont l'écrasement modifie rapidement la granulométrie et la plasticité.

La classe granulaire de cette couche est de 0/20.

Les matériaux utilisés dans une 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

- Grave concassée ;
- Grave et sable traités par liants hydrauliques ou hydrocarboné.

III.3.2.3. Matériaux destinés aux couches d'assises

III.3.2.3.a. Grave bitume (GB)

Les graves-bitumes 0/20 sont des enrobés bitumineux à chaud (mélange à chaud de granulat séchés et de bitume pur)

Les classes granulaires utilisées pour leur fabrication sont : coupure granulométrique : 0/3, 3/8, 8/14, 14/20 avec un Indice de concassage $I_c=100$

Tableau III.3: Tableau granulaire de la GB (0/20) recommandé par le CTTTP

	Tamis (mm)	20	10	6.3	2	0.08
tamiséat	min	85	65	45	25	6
(%)	max	100	75	60	40	9

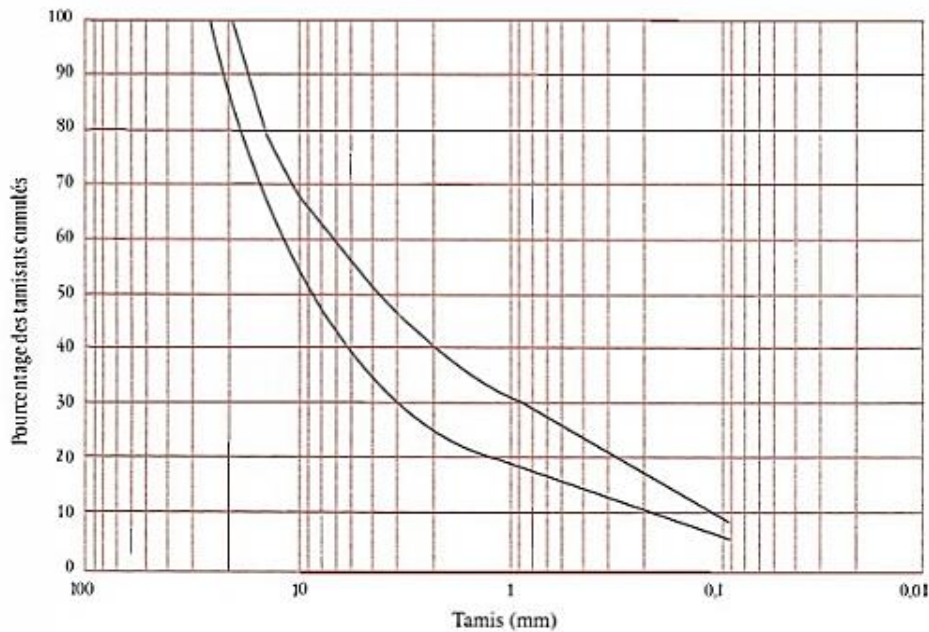


Figure III.2: fuseau de spécification GB (0/20) recommandé par le CTTTP

III.3.2.3.b. Grave non traitée (GNT)

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis les années 50, elle n'a pas cessé d'être améliorée afin de convenir à la demande actuelle. C'est un mélange à granularité continue de cailloux, de graviers et de sables, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines. On les obtient en concassant soit des pierres naturelles, ou alors des matériaux de

récupération. Les graves non traitées sont définies comme étant des graves ne comportant pas de liants

On distingue deux types :

- les GNT de type "A" sont obtenues en une seule fraction (ne permet pas une optimisation de la granulométrie et n'offre pas de garantie d'homogénéité ;
- les GNT de type "B" sont des matériaux provenant du mélange d'au moins de deux fraction granulométriques.

Les courbes granulométriques doivent s'inscrire dans les fuseaux de spécification 0/20 et 0/31.5 définis ci-dessous.

Tableau III.4: Tableau granulaire de la GNT (0/20) recommandé par le CTTT

Tamiser (mm)	31.5	20	10	6.3	4	2	0.5	0.2	0.08
Min (%)	100	85	55	42	32	22	11	7	4
Max (%)	100	99	82	70	60	49	30	20	10

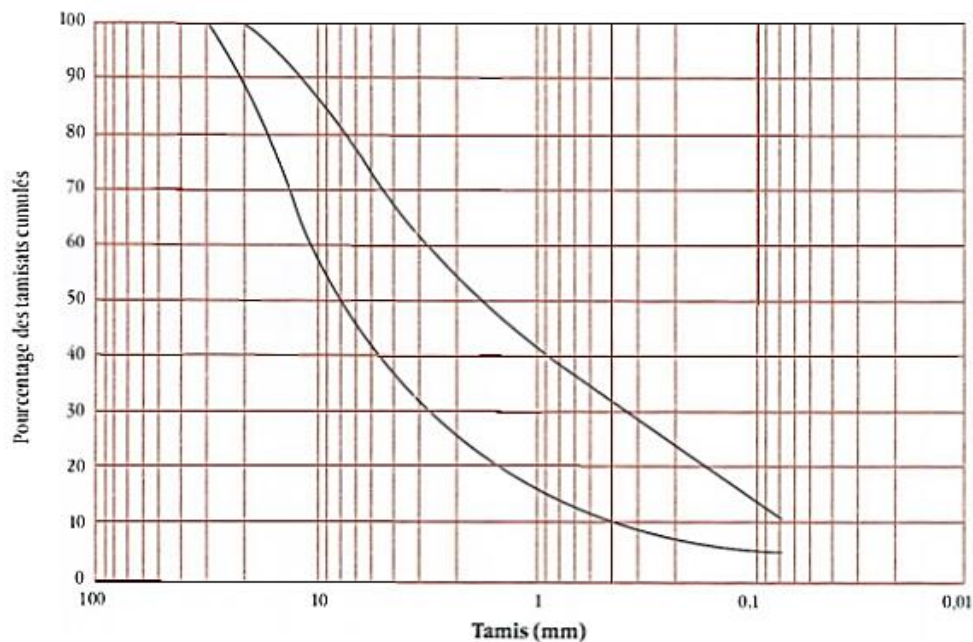


Figure III.3: fuseau de spécification de la GNT 0/20 recommandé par le CTTT

Tableau III.5: Tableau granulaire de la GNT (0/31.5) recommandé par le CTPP

	Tamis(mm)	40	31.5	20	10	6.3	4	2	0.5	0.2	0.08
Tamisât (%)	Min	100	85	62	40	31	25	18	10	6	4
	Max	100	99	90	70	60	52	43	27	18	10

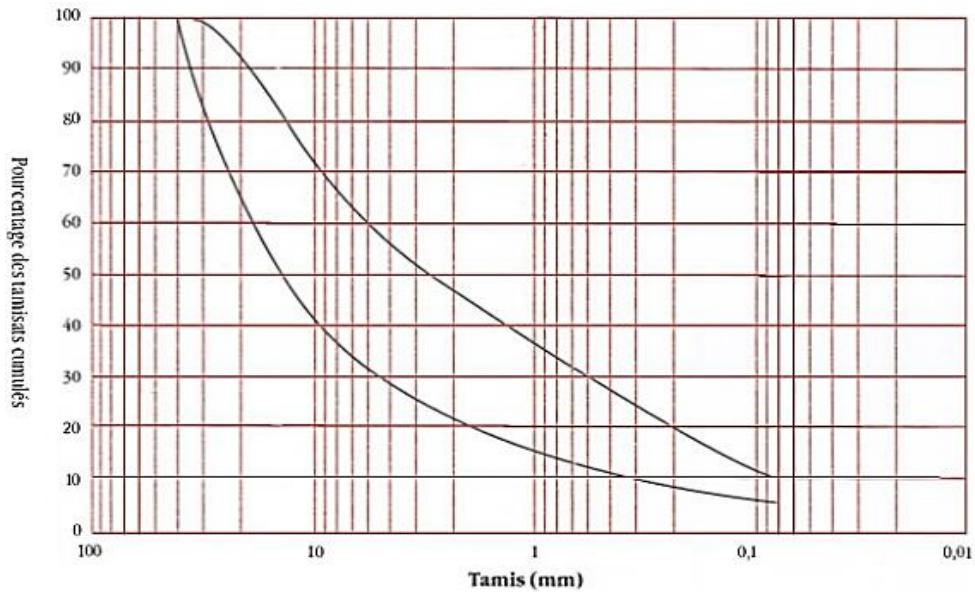


Figure III.4 : Fuseau de spécification de la GNT (0/31.5) recommandé par le CTPP

III.3.3. Couche de surface

La couche de surface est constituée d'une couche de roulement dont l'épaisseur est entre 6 et 14cm sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat, et d'une couche de liaison permettant l'accrochage aux couches d'assise.

Dans la couche de roulement le matériau le plus répandu est l'enrobé dense en béton bitumineux(BB) et dans la couche de liaison on utilise souvent l'enrobé semi-dense en (BB).

La couche de surface doit garantir le confort et la sécurité des usagers grâce à l'uni, l'adhérence et l'évacuation des eaux de ruissellement. Elle maintient l'intégrité de la structure et protège les autres couches des infiltrations d'eau par son étanchéité.

Différentes techniques utilisées en couche de roulement :

Les enduits superficiels, constitués d'une alternance de couches de liant bitumineux et de gravillons, en couches de faible épaisseur, et répandues directement sur le support.

Le béton bitumineux est un mélange de graviers, de sable et de liant hydrocarboné (type goudron ou bitume) appliqué en une ou plusieurs couches pour constituer la chaussée des routes, la piste des aéroports et d'autres zones de circulation.

III.4. Type de chaussées

III.4.1. Chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

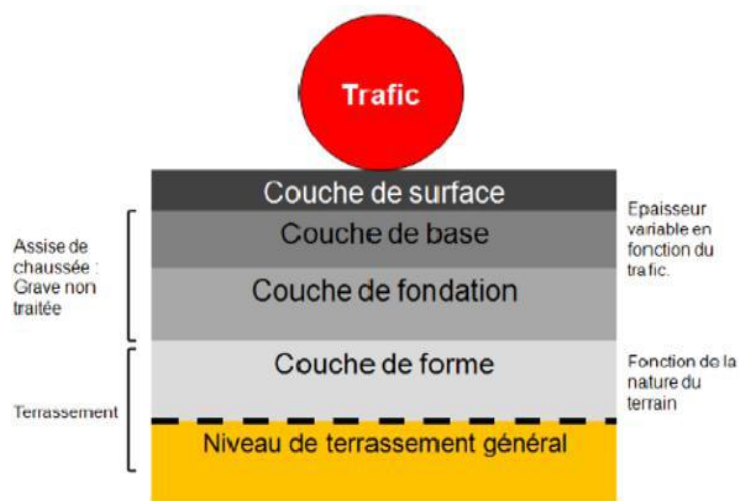


Figure III.5: Structure type d'une chaussée souple

III.4.2. Chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

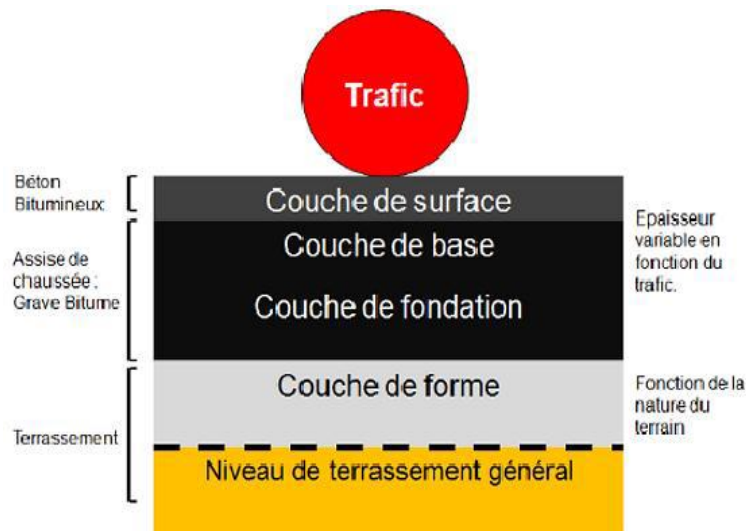


Figure III.6: Structure type d'une chaussée bitumineuse

III.4.3. Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Ces structures sont qualifiées couramment de “semi-rigides”. Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l’épaisseur totale est de l’ordre de 20 à 50 cm.

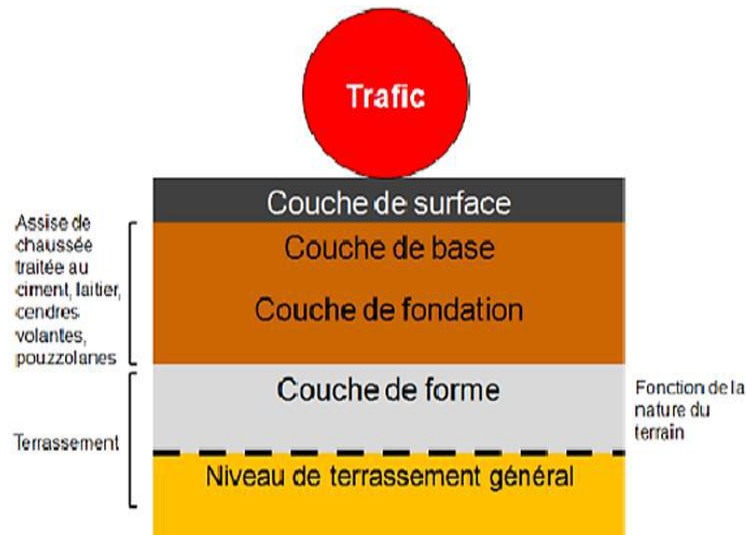


Figure III.7: Structure type d'une chaussée semi-rigide

III.4.4. Chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le

rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2.

III.4.5. Chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

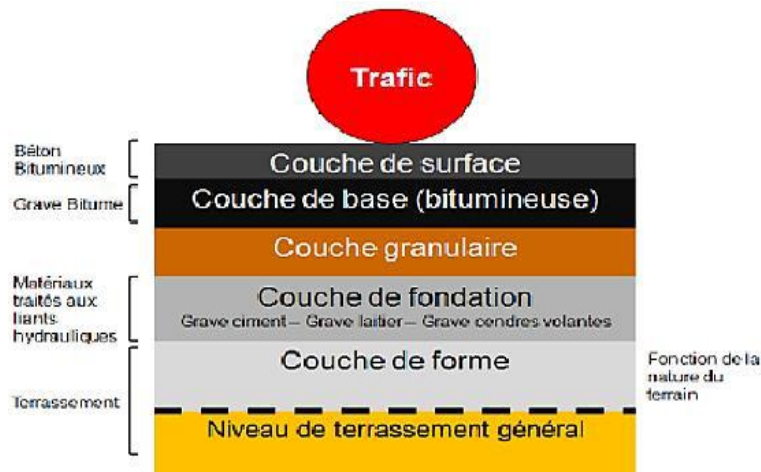


Figure III.8: Structure type d'une chaussée inverse

III.4.6. Chaussées en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal ("béton armé continu"), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints. Ci-dessous nous présentons les structures de chaussée en béton de ciment.

Ces structures combinent une couche de béton de ciment (pour leurs propriétés de durabilité et leur haut module) avec des couches en matériaux bitumineux (pour leurs bonnes propriétés d'adaptations). L'intérêt technique et économique de ces structures dépend essentiellement de la qualité et de la pérennité de l'adhérence mécanique du collage avec

interface entre ces couches. Ci-dessous deux types de structures composites sont présentés : le béton de ciment mince collé et le béton armé continu (BAC) sur grave bitume (GB).

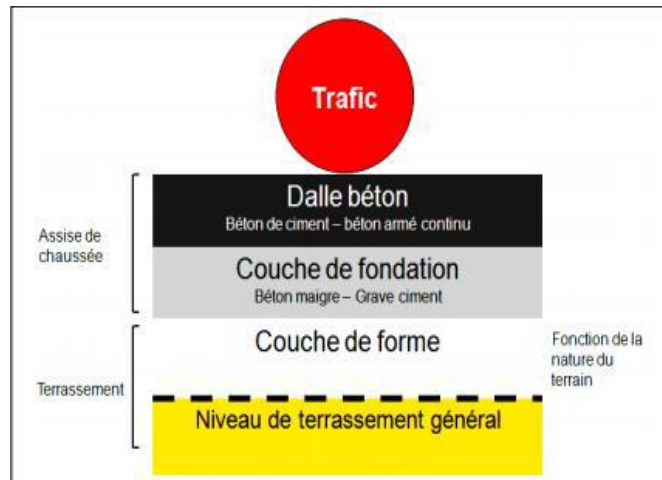


Figure III.9: Structure type d'une chaussée en béton de ciment

III.5. Dégradations courantes dans les chaussées

Les dégradations les plus couramment rencontrées, selon la nature et la qualité des différentes couches, sont décrites ci-après.

III.5.1. Couche de roulement

- Usure due aux efforts tangentiels exercés par les charges roulantes,
- Orniérage par fluage dans des conditions excessives de température et de sollicitations par le trafic,
- Fissuration de fatigue par suite d'une mauvaise adhérence de la couche de roulement bitumineuse à l'assise,
- Fissuration par remontée des fissures des couches d'assise de chaussée,
- Fissuration par fatigue thermique suite à un vieillissement du bitume.

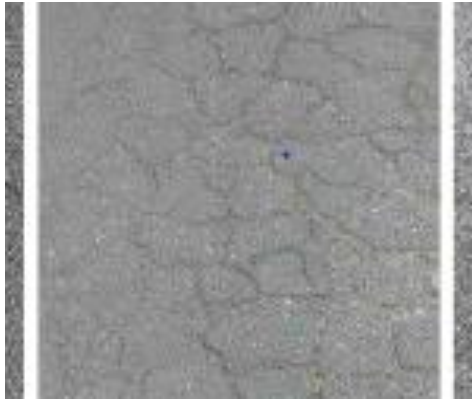


Figure III.10: Fissuration de la couche de roulement



Figure III.11: Orniéage de la couche de roulement

III.5.2. Couches d'assise traitées

- Fissuration de fatigue due à la répétition des efforts de traction par flexion au passage des charges,
- Fissuration de prise et de retrait thermique des graves traitées aux liants hydrauliques,
- Fissuration due aux gradients thermiques des dalles de béton,
- Pompage et décalage de dalles dans les couches présentant des fissures de retrait ou des joints, du fait d'une mauvaise qualité du transfert de charge et de l'érodabilité du support.

III.5.3. Couches d'assise non liées et support de chaussée

- Déformations permanentes de la structure (affaissement, orniéage...) dues au cumul de déformations plastiques

III.6. Effet du mauvais compactage et le sous-dimensionnement et le trafic

III.6.1 Mauvais compactage

Un compactage déficient (par excès ou par défaut) se traduit par une diminution de la résistance de la couche compactée. Une faible résistance provoque l'apparition de déformations et dégâts de la couche.

Les défauts de compactage peuvent se traduire par des fissures, des flashes, des glissements, des tassements différentiels, dont la rapidité d'apparition dépend de l'importance des anomalies



Figure III.12: Les dégâts causés par un faible compactage

III.6.2. Le sous-dimensionnement

Le sous-dimensionnement localisé de l'assise ou du sol support cause l'affaissement hors rives (flashe) et ce qui évoluera jusqu'au faïençage puis départ de matériaux

Le sous-dimensionnement cause la fatigue de la structure par excès de contrainte de la ou des couches traitées ce qui provoquera des fissurations sensiblement parallèles à l'axe de la chaussée, apparaissant exclusivement dans une bande de roulement, ce qui évoluera en ouverture fine au début puis ramification, épaufrure puis faïençage puis départ de matériaux

III.6.3. Le trafic

Le trafic est un élément essentiel du dimensionnement de la chaussée. Le poids des véhicules est transmis au sol par l'intermédiaire des pneumatiques sous forme d'une pression :

- Véhicule léger : $P = 0.22\text{MPa}$
- Poids lourd : $P = 0.66\text{MPa}$

Les matériaux situés sous les roues subissent des efforts très différents lors du passage d'un véhicule léger ou lors du passage d'un véhicule lourd. Seul ce dernier est pris en compte pour déterminer les classes de trafic. (Joseph ABDO, 2009)

III.6.3.1. Les différentes classes de trafic

Les classes de trafic sont définies par le trafic moyen journalier des poids lourds qui circulent sur la chaussée. On distingue les classes suivantes :

- Classe T6 : de 0 à 10 PL/j
- Classe T5 : de 10 à 25 PL/j
- Classe T4 : de 25 à 50 PL/j
- Classe T3- : de 50 à 100 PL/j
- Classe T3+ : de 100 à 150 PL/j

- Classe T3 : de 50 à 150 PL/j
- Classe T2 : de 150 à 300 PL/j
- Classe T1 : de 300 à 750 PL/j
- Classe T0 : de 750 à 2000 PL/j

Les classes de trafic définissent trois catégories de routes : (Joseph ABDO, 2009)

- Les voiries à faible trafic regroupant les classes de T6 à T4.
- Les voiries à moyen trafic regroupant toutes les classes de T3-à T3.
- Les voiries à fort trafics regroupant toutes les classes de T2 à T0.

III.6.3.2. Effet du passage du trafic sur les chaussées

L'action répétée du passage du trafic sur la chaussée fait apparaître quatre types de dommages :

- Une usure superficielle de la couche de roulement due aux efforts tangentiels.
- La formation d'ornières par fluage des couches liées, sous l'effet des contraintes verticales et des efforts tangentiels.
- Une fatigue des couches, provoquée par leur flexion sous l'effet des charges.
- Une accumulation des déformations permanentes au niveau du support ou des couches non liées.

Conclusion

Les chaussées durant leur vie sont soumises aux diverses sollicitations, cela engendre des déformations qui génèrent des dégradations à maîtriser. Leur durabilité est liée essentiellement aux matériaux qui les constituent.

Le chapitre qui suit présente une étude d'identification de quatre types de mélange de matériaux pouvant être utilisés dans la réalisation d'une chaussée.

CHAPITRE IV

Essais d'identification

IV.1. Introduction

La géotechnique routière s'appuie sur des essais soit in-situ soit au laboratoire pour évaluer certaines propriétés physiques, mécaniques, ...etc. et évaluer les conditions de mise en œuvre des sols. Ces essais sont appelés les essais d'identification à savoir :

- La teneur en eau naturelle
- La masse volumique des particules solides
- La masse volumique sèche et la masse volumique humide
- Indice de vide, porosité et degré de saturation
- Equivalent de sable
- Analyse granulométrique
- Los Angeles et Micro-Deval

IV.2. Présentation des mélanges étudiés

Mélange aléatoire : c'est un mélange obtenu en mélangeant aléatoirement quatre classes granulaires (0/3 ; 3/8, 8/16 ; 16/20)

Mélange CTTP : c'est un mélange obtenu en respectant les pourcentages des classes granulaires recommandés par le CTTP

Tableau IV.1 : Tableau granulaire recommandé par le CTTP

	Tamis (mm)	31.5	20	10	6.3	4	2	0.5	0.2	0.08
Tamisât (%)	Min	100	85	55	42	32	22	11	7	4
	Max	100	99	82	70	60	49	30	20	10

Tableau IV.2 : Pourcentages granulaires choisis

Les classes	Pourcentage (%)
0/3	47
3/8	20
8/16	18
16/20	15

Mélange homogène : c'est un mélange obtenu en mélangeant cinq classes granulaires de même pourcentage (20% pour chaque classe)

Ces classes sont : 0/2.5 ; 2.5/5 ; 5/10 ; 10/16 et 16/20

Mélange non homogène : c'est un mélange obtenu en mélangeant les cinq classes du mélange homogène mais avec des pourcentages différents qui sont présentés dans le tableau qui suit

Tableau IV.3: Pourcentages granulaires choisis pour le mélange non homogène

Les classes	Pourcentage (%)
0/2.5	10
2.5/5	20
5/10	30
10/16	25
16/20	15

Les granulats utilisés pour la formulation de la grave non traitée qui fait l'objet de l'étude qui suit sont fournis par le département du génie civil de l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

Les essais sont réalisés au sein du laboratoire de la mécanique des sols (MDS) du département du génie civil UMMTO.

IV.3. Caractéristiques physiques

IV.3.1. Teneur en eau naturelle (NF P94-050)

La teneur en eau est déterminée selon la norme française (NF P94-050) ; (méthode par étuvage).

La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis à le passer à l'étuve à 105°C pendant 24H ; et on le pèse encore une fois à sec.

IV.3.1.1. Présentation des résultats

La Teneur en eau est calculée comme suit :
$$W = \frac{Mw}{Ms} = \frac{Mh - Ms}{Ms}$$

Avec :

W : la teneur en eau naturelle

Mw : Masse de l'eau.

Ms : Masse sèche de l'échantillon

Mh : Masse humide de l'échantillon

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Détermination de la teneur en eau naturelle du matériau

Echantillon	M _h (g)	M _s (g)	Teneur en eau (%)
1	175.5	175	0.28
2	192.2	191.8	0.2
3	213.1	212	0.51
			Moy=0.33

IV.3.1.2. Interprétation des résultats

Les résultats présentés dans le tableau, montrent que la teneur en eau naturelle des granulats naturels est faible. Cela est dû à la grande perméabilité du matériau et au prélèvement réalisé en période estivale

IV.3.2. Masse volumique des grains solides – méthode du pycnomètre (NF P 94-054)

IV.3.2.1. Principe de l'essai

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau distillée ou déminéralisée, de la masse volumique des grains solides de sol. Elle s'applique sur échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm

Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particules solides.

IV.3.2.2. Mode opératoire

- Peser pycnomètre et son bouchon à vide (M1).
- Introduire un échantillon sec de 50g dans le pycnomètre.
- Peser le pycnomètre contient le sol (M2).
- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillé jusqu'au trait de niveau en prenant soin d'éliminer toute les bulles d'air.
- Mettre l'ensemble sur la plaque chauffante a plus de 60° jusqu'à l'ébullition.

- Peser l'ensemble pycnomètre + sol + eau distillée (M3).
- Vider le pycnomètre et le bien nettoyé par la suite le remplir avec l'eau distillé et le mettre sur la plaque chauffante pendant 30min.
- Enfin peser l'ensemble pycnomètre + l'eau distillée (M4).



Figure IV.1: Essai au pycnomètre

IV.3.2.3. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai pycnomètre

Paramètre	Valeur (g)
M1	206.3
M2	256.3
M3	791
M4	760.9

$$\rho_s = (M2-M1) * \rho_w / (M4-M1+M2-M3)$$

$$\rho_w = 1\text{g/cm}^3$$

$$\text{A.N : } \rho_s = (256.3-206.3) * 1 / (760.9-206.3+256.3-791)$$

$$\rho_s = 2,5125$$

$$\rho_s = 2.51 \text{ g/cm}^3$$

IV.3.3. Masse volumique sèche ρ_d

IV.3.3.1. Définition

La masse volumique sèche est le rapport entre la masse sèche des particules et le volume apparent qui comprend le volume du solide, celui des pores et le volume de l'espace entre les grains

IV.3.3.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Les masses volumiques sèches des mélanges étudiés

Le mélange	La masse (g)	La masse volumique sèche $\rho_d(\text{g/cm}^3)$
Mélange aléatoire	3470	1.63
Mélange CCTP	3984	1.87
Mélange homogène	3618	1.70
Mélange non homogène	3453	1.62

IV.3.4. Masse volumique apparente humide ρ_h

IV.3.4.1. Définition

La masse volumique sèche est le rapport entre la masse humide des particules et le volume apparent qui comprend le volume du solide, celui des pores et le volume de l'espace entre les grains

La masse volumique humide est exprimée par la relation suivante : $\rho_h = \rho_d (1+w)$

Avec :

ρ_h : la masse volumique humide

ρ_d : la masse volumique sèche

w : la teneur en eau naturelle

IV.3.4.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats de la masse volumique humide

Le mélange	La masse volumique humide ρ_h (g/cm ³)
Mélange aléatoire	2.16
Mélange CCTP	2.48
Mélange homogène	2.26
Mélange non homogène	2.15

IV.3.5. Indice des vides (e)

IV.3.5.1. Définition

Indice des vides noté « e » est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume des vides et le volume solide. L'indice des vides exprime la compacité de l'arrangement granulaire d'un sol.

L'indice des vides est défini par la relation suivante :

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

IV.3.5.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats des indices des vides des mélanges

Le mélange	Indice de vides
Mélange aléatoire	0.54
Mélange CCTP	0.34
Mélange homogène	0.48
Mélange non homogène	0.55

Remarque :

Un faible indice des vides correspond à une faible proportion de vide dans un sol, donc un arrangement granulaire compact.

IV.3.5.3. Interprétation des résultats

On note que le mélange du CTTP présente l'indice de vides le plus petit, du coup son arrangement de grains est plus compact. Cela est dû aux fines qu'il contient qui s'insèrent entre les gros grains.

IV.3.6. Porosité (NF P 18-554)**IV.3.6.1. Définition**

Les pores sont assez facilement détectés en mesurant le volume d'eau (volume des vides V_v) contenu dans le granulat après saturation complète. La porosité est définie comme le rapport du volume des vides (espace poreux) contenus dans les grains d'un granulat et accessibles à l'eau, au volume réel de l'échantillon V_t ,

Elle est donnée par la formule :
$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{e}{e+1}$$

IV.3.6.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Porosité des mélanges

Le mélange	La porosité (n)
Mélange aléatoire	0.35
Mélange CCTP	0.25
Mélange homogène	0.32
Mélange non homogène	0.35

IV.3.7. Degré de saturation

IV.3.7.1. Définition

Le degré de saturation noté S_r est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage.

Il peut être défini par la formule suivante : $S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e}$

IV.3.7.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Degré de saturation des mélanges

Le mélange	Degré de saturation (%)
Mélange aléatoire	1.53
Mélange CCTP	2.43
Mélange homogène	1.72
Mélange non homogène	1.51

Tableau IV.11: Interprétations des degrés de saturation établie par TERZAGUI

Sr(%)	appréciations
100	Saturé
76-99	détrempé
51-75	mouillé
26-50	humide
1-25	Légèrement humide
0	Sec

IV.3.7.3. Interprétation des résultats

Les valeurs du degré de saturation des quatre mélanges sont toutes comprises entre 1 et 25 % alors ses quatre matériaux sont légèrement humides, cela revient à leur perméabilité importante.

IV.3.8. Equivalent de sable (NF P 18-598)

IV.3.8.1. Définition

Tous les granulats naturels contiennent plus ou moins d'impuretés et d'éléments fins, les essais de propreté donnent une estimation quantitative et qualitative des fines ayant un effet néfaste sur les qualités principales du béton (résistance, imperméabilité, durabilité) et des mélanges bitumineux (adhérence), même à l'état de traces.

Cet essai par la norme (NF P 18-598), est utilisé pour évaluer la propreté des sables, il est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau à étudier. On lave l'échantillon selon un processus normalisé et on laisse reposer le tout .au bout de 20 mn, on mesure les éléments suivants :

- La hauteur H_t : sable propre + éléments fins.
- La hauteur h : sable propre seulement.

On en déduit l'équivalent de sable qui, par convention, est : $E_s = \frac{h}{H_t} * 100$

IV.3.8.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Valeurs d'équivalent de sable des mélanges étudiés

Le mélange	Equivalent de sable(%)
Mélange aléatoire	82.12
Mélange CTPP	71.8
Mélange homogène	91.30
Mélange non homogène	92.10

IV.3.8.3. Interprétation des résultats

A partir des résultats du tableau ci-dessus on note que les fraction 0/5 des mélanges (mélange aléatoire, mélange homogène et du mélange non homogène) présentent des $E_s > 80\%$, on est donc en présence de sable très propre

On note également que la fraction 0/5 du mélange CTTP présente un $80 > E_s = 71.3 > 70\%$, donc on c'est un sable légèrement propre

IV.3.9. L'analyse granulométrique (NF P 18-560)**IV.3.9.2. Principe de l'essai**

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 125 mm. On appelle:

- **Refus** : la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis.
- **Tamisa (ou passant)** : la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de taille décroissante.

Les masses des différents refus et tamisât sont rapportées à la masse initiale du matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique

IV.3.9.2. Présentation des résultats

Les courbes suivantes représentent les courbes granulométriques des quatre mélanges étudiés

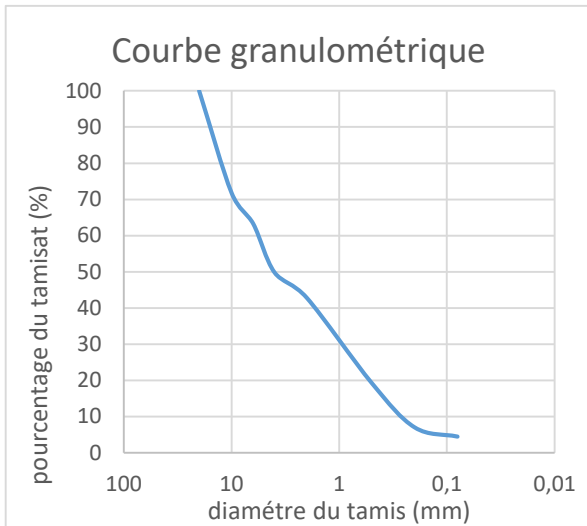


Figure IV.2: Courbe granulométrique du mélange CCTP

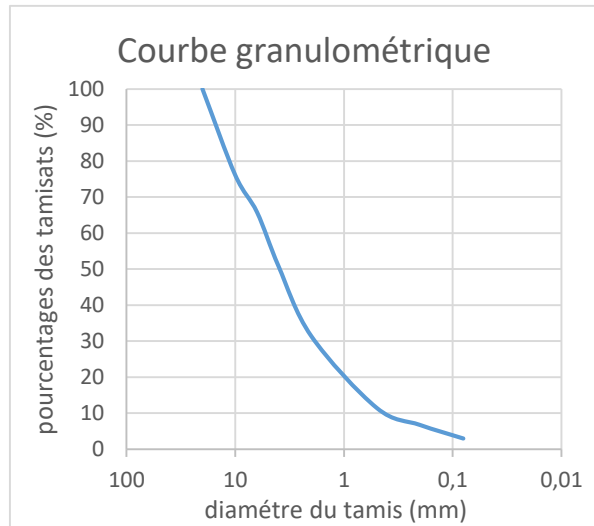


Figure IV.3: Courbe granulométrique du mélange aléatoire

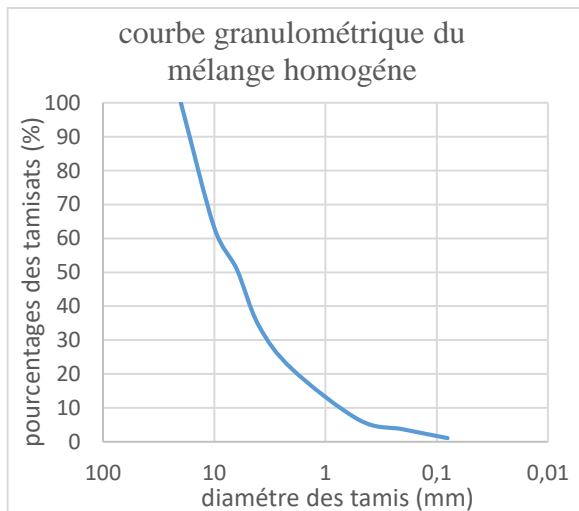


Figure IV.4 : Courbe granulométrique du mélange homogène

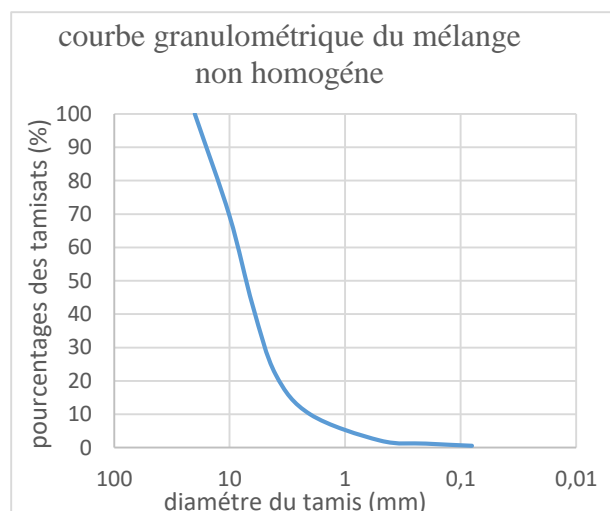


Figure IV.5 : Courbe granulométrique du mélange non homogène

Le tableau suivant regroupe les résultats des coefficients de courbure et d'uniformité des courbes granulométriques des mélanges étudiés avec :

D_{60} : diamètre effectif des particules qui correspond à 60 % de tamisât

D_{30} : diamètre effectif des particules qui correspond à 30% de tamisât

D_{10} : diamètre effectif des particules qui correspond à 10 % de tamisât

Et $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ $Cu = \left(\frac{D_{60}}{D_{10}} \right)$

Tableau IV.13 : Paramètres de courbure et d'uniformité des courbes granulométriques

Mélange	D ₆₀	D ₃₀	D ₁₀	Cc	Cu
Aléatoire	6	2	0.5	1.33	12
CTTP	6	0.9	0.3	0.45	20
Homogène	10	4	0.8	2	12.5
Non homogène	9	5	2.5	1.11	3.6

IV.3.9.3. Interprétation des résultats

A partir des résultats présentés dans le tableau ci-dessus on voit que pour les trois mélanges aléatoire, homogène, et non homogène ou $1 < Cc < 3$ et $Cu > 4$ ceci témoigne d'un sol bien gradué expliquant la présence d'une grande variété de diamètre.

Contrairement au mélange du CTTP qui a un coefficient de courbure trop petit $Cc = 0.45 < 1$ indiquant l'absence de certains diamètres entre le D_{10} et le D_{60} , la granulométrie est alors mal graduée.

IV.4. Caractéristiques mécaniques

IV.4.1. Essai Los Angeles (NF P 18-573)

IV.4.1.1. But de l'essai

L'essai permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Il s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des assises de chaussée, y compris les couches de roulement. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat (rupture fragile des éléments), d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine et sur les boulets.

IV.4.1.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités-types, de la classe granulaire 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et

25/50 mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre. Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité.

IV.4.1.3. Préparation du matériau

Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante, ensuite le tamiser à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie.

La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 5000g.

NB : la classe granulaire est généralement choisie en fonction de la fraction prépondérante dans le matériau.

Notre matériau à étudier est de fraction 0/20 alors l'essai sera effectué sur les trois classes granulaires (4-6.3), (6-10), (10-14)

IV.4.1.4. Mode opératoire

- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie avec précaution.
- Replacer le couvercle et serrer les boulons de fixation.
- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 500 rotations à une vitesse régulière comprise entre 30 et 35 tr/mn pour toutes les classes.
- Enlever le granulat après l'essai et les recueillir dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat.
 - Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm.
 - Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant.
 - Peser ce refus une fois séché.



Figure IV.6 : Machine Los Angeles



Figure IV.7 : Introduction du matériau et charges dans la machine Los Angeles

Tableau IV.14 : Nombre de boulets à introduire en fonction de la classe granulaire

La classe granulaire (mm)	Nombre de boulets
4-6.3	7
6.3-10	9
10-14	11

IV.4.1.5. Présentation des résultats

Le coefficient Los Angeles est ensuite calculé comme suit : $LA = \frac{M - M'}{M} * 100$

Avec :

LA : coefficient Los Angeles

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, M= 5000g

M' : Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Résultats de l'essai Los Angeles

Classes granulaires (mm)	Masse du refus à 1.6 mm (g)	Coefficient LA (%)
4-6.3	3761	24.78
6.3-10	3677	26.46
10-16	3770	24.6

Tableau IV.16 : Classification du sol selon le coefficient Los Angeles

Coefficient LA	Appréciation
< 15	Très bon à bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
> 40	Médiocre

IV.4.1.6. Interprétation des résultats

On remarque que les coefficient los Angeles pour toutes les classes granulaires sont tous proches et tournent autour de 25 alors le matériau présente une résistance moyenne aux chocs.

IV.4.2. Micro-Deval (NF P 18-572)

IV.4.2.1. But de l'essai

L'essai Micro-Deval a pour but la détermination de la résistance à l'usure par le frottement réciproque des éléments d'un granulat.

IV.4.2.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à faire rouler dans l'appareil Micro Deval un échantillon de granulat mélangé à des billes d'acier. En règle générale, l'échantillon est soumis à l'essai en présence d'eau, mais il peut aussi être effectué à sec. Le principe est analogue à celui de l'essai LA, avec une charge abrasive plus légère (billes) mais une durée plus longue, il n'y a pas de fragmentation mais seulement une usure. A la fin, on évalue la quantité de matériau retenu sur le tamis de 1,6 mm.

IV.4.2.3. Mode opératoire

Dans chaque cylindre de la machine, introduire une masse de granulats lavés puis séchés à une masse constante $M= 500$ gr des classes (4-6.3), (6.3-10) et(10/14) et une charge abrasive constituée de billes en acier équivalente à 2000, 4000 et 5000 gr respectivement pour chaque classe, ajouter 2.5 litres d'eau (micro-Deval en présence d'eau MDE).

Après 12000 tours du cylindre à une vitesse de 100 tr/min pendant 2 heures, on tamise le matériau à 1.6 mm et on sèche le refus à l'étuve à 105° puis enfin le peser.



Figure IV.8 : Refus obtenu de l'essai Micro-Deval après séchage

IV.4.2.4. Présentation des résultats

Le coefficient Micro-Deval s'exprime par la formule suivante :

$$\text{MDE} = \frac{(M - M')}{M} * 100$$

Avec :

MDE : coefficient Micro-Deval en présence d'eau

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, $M= 500$ g

M' : Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Résultats de l'essai Mico-Deval

Classe	Masse du refus à 1.6 mm (g)	Coefficient MDE (%)
4-6.3	420	16
6.3-10	338	32.4
10-16	386.5	29.36

Tableau IV.18 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (MORON, BRGM)

catégories	LA+MDE	LA	MDE
A	≤ 25	≤ 20	≤ 15
B	≤ 35	≤ 25	≤ 20
C	≤ 45	≤ 30	≤ 25
D	≤ 55	≤ 35	≤ 30
E	≤ 80	≤ 45	≤ 45
F	> 80	> 45	> 45

Tableau IV.19 : Tableau récapitulatifs des résultats Micro-Deval et Los Angeles

La classe	LA	MDE	LA+MDE	Catégorie
4-6.3	24.78	16	40.78	C
6.3-10	26.46	32.4	58.86	E
10-14	24.6	29.36	53.96	D

IV.4.2.5. Interprétation des résultats

La classe (4-6.3) est un matériau de catégorie C qui est utilisable pour les couches de fondations et les couches de bases pour tout trafic, tandis que la classe (6.3-10) est de catégorie E qui est utilisable pour toutes les couches de chaussées, et enfin la classe (10-14) est de catégorie D qui

est utilisable pour les couches de fondations pour toutes les chaussées ou pour les couches de bases des chaussées à trafic moyen .

En formant un seul matériau de ses trois classes granulaires, on obtiendra un matériau utilisable pour les couches de fondation de tous les types de chaussées et trafic, et utilisable pour les couches de base à trafic moyen.

Conclusion

Les essais d'identification des sols seuls restent insuffisants pour la reconnaissance de ses sols. Il est donc nécessaire de faire des essais complémentaires appelés les essais de compactage afin de définir la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale et la portance des sols étudiés.

Ces essais feront l'objet du chapitre qui suit.

CHAPITRE V

Essais de compactages

V.1. Introduction

Le compactage est l'opération ultime de mise en œuvre des matériaux de chaussée. La qualité de sa réalisation sera déterminante, d'une part, pour la durabilité de l'ouvrage, d'autre part par la compacité qui pourra être obtenue.

L'opération du compactage est liée directement à la portance des sols, des remblais, des couches de forme, des fondations et des sous-fondations des routes et aéroports. Elle est caractérisée par l'essai CBR qui permet de mesurer la résistance à l'effort tranchant d'un sol et son gonflement lorsqu'il est immergé dans l'eau.

V.2. Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charge, vibration, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration de la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les plates-formes et remblais routiers, les digues des barrages en terre et les pistes d'atterrissage. Le compactage se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial.

V.3. Objectifs du compactage

Trois objectifs principaux sont poursuivis lors du compactage :

- **Supprimer les déformations ultérieures** : ainsi que les tassements des remblais et les tassements différentiels, déformations de chaussées et l'orniérage de couche de surface.
- **Augmenter les caractéristiques mécaniques** : augmenter la portance et la traficabilité des couches de forme ou de remblai ; ainsi qu'augmenter la résistance des assises traitées et des couches de roulement et le module des assises non traitées. Il permet également aux matériaux de résister au trafic routier
- **Assurer l'imperméabilité** : le compactage est la première des protections contre les agressions des eaux évitant les désordres sur les couches inférieures

V.4. Facteurs influençant le compactage

Il en existe trois facteurs principaux :

- La teneur en eau et le poids volumique
- L'énergie du compactage
- La nature du sol

V.5. Technique de compactage sur chantier

- La plaque vibrante
- La pilonneuse
- Le rouleau compresseur
- Le compacteur à pied de mouton
- Le compacteur de tranchée
- Le compacteur vibrant
- Le compacteur à pneumatique

V.6. Technique de compactage au laboratoire

V.6.1. Compactage statique

Le compactage statique est effectué par l'introduction du matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule œdométrique, puis le placer entre deux pistons mobiles ou l'un fixe et l'autre mobile. A l'aide d'une contrainte appliquée, ou un déplacement imposé, le compactage se fait à vitesse constante, en haut en bas pour avoir une meilleure compacité. L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes.

V.6.2. Compactage dynamique

Pour simuler la procédure de compactage à adopter pour obtenir un certain niveau de compacité dans le chantier, plusieurs protocoles d'essais au laboratoire ont été développés depuis de nombreuses années ; ils diffèrent par le niveau d'énergie appliqué à l'échantillon de sol. Le principe de base reste le même ; il consiste à transmettre une série des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer les caractéristiques mécaniques

Le compactage au laboratoire est réalisé par les essais Proctor : Proctor normal et Proctor modifié. En principe ces deux essais sont identiques à l'exception des paramètres liés à l'énergie de compactage appliqué.

Le choix de l'énergie de compactage se fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie

V.6.2.1. Essai Proctor normal

La résistance souhaitée relativement faible, telle que les remblais.

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2.490 kg tombant d'une hauteur de 305 mm. L'essai est réalisé en trois couches qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR

V.6.2.2. Essai Proctor modifié

La résistance souhaitée est forte telle dans les chaussées. Le sol est compacté au moyen d'une dame de 4.540 kg tombant d'une hauteur de 457 mm. L'essai est réalisé en cinq couches qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR

V.7. Proctor modifié

V.7.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau, puis à le compacter dans un moule normalisé selon un procédé et une énergie conventionnelle.

Pour chacune des valeurs de teneurs en eau considérées, on déterminera la masse volumique sèche du matériau et on tracera la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau

Cette dernière présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenu pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage

V.7.2. Choix du moule

Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai, indiqué par la norme (NF P 94-093) comme montré dans la figure ci-dessous.

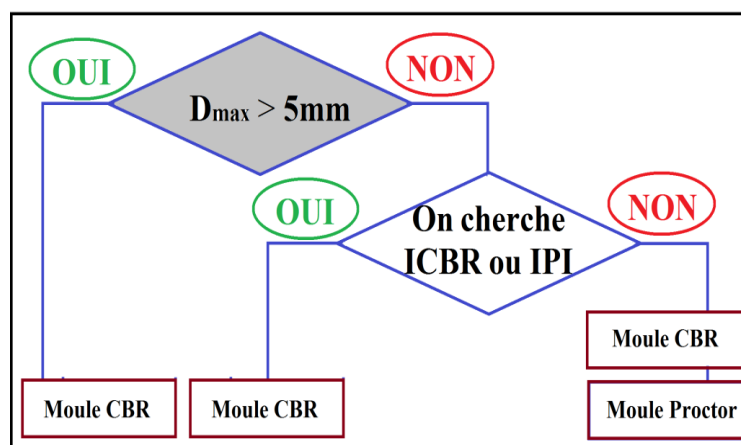


Figure V.1 : Diagramme du choix du moule de compactage

V.7.3. Mode opératoire

- On prend 5000g de matériaux préalablement préparé qu'on verse dans un bac.
- On ajoute une certaine quantité d'eau choisie et bien mélanger afin d'homogénéiser le matériau
- On remplit le moule Proctor normalisé en cinq couches puis après avoir versé chaque couche on compacte l'aide de la dame en 55 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter.
- On procède de la même manière après la mise en place des autres couches.
- Une fois le moule rempli, on arase le matériau avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.
- On démoule l'éprouvette et on prend sa masse.
- Faire passer à l'étuve au moins pendant 24h aux termes desquelles on va la repeser.

Cette procédure est répétée pour plusieurs teneurs en eau qui évoluent de 1 à 2% pour les quatre mélanges granulaires



Figure V.2 : Matériel et matériau du compactage.



Figure V.3 : Exécution du compactage.

Pour chaque éprouvette il est nécessaire de mesurer sa masse humide et sa masse sèche et de calculer la teneur en eau ainsi que la masse volumique sèche qui sera portée sur un graphique.

V.7.4. Présentation des résultats

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange aléatoire

Teneur en eau	M _h	M _s	W = (M _h -M _s)/M _s	ρ _d = Ms/2124
4	4873.4	4707	3.53	2.21
5	5084.4	4872.9	4.34	2.29
6	5044	4796.5	5.16	2.25

Tableau V.2 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange du CTTP

Teneur en eau	M _h	M _s	W=(M _h -M _s)/M _s	ρ _d = Ms/2124
4	4916	4737	3.77	2.23
5	5023	4796.42	4.72	2.2582
6	5064	4797.9	5.54	2.2586
7	4963.46	4638.5	6.70	2.18

Tableau V.3: Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange homogène

Teneur en eau	M _h	M _s	W=(M _h -M _s)/M _s	ρ _d = Ms/2124
3	4587	4491	2.13	2.11
4	4709	4550	3.49	2.14
5	4748	4532	4.76	2.13

Tableau V.4: Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange non homogène

Teneur en eau	M _h	M _s	W=(M _h -M _s)/M _s	ρ _d = Ms/2124
4	4308	4160	3.55	1.95
5	4466	4276	4.44	2.01
6	4410	4214	4.65	1.98

Par la suite il est nécessaire de présenter en graphique la densité sèche en fonction de la teneur en eau calculée.

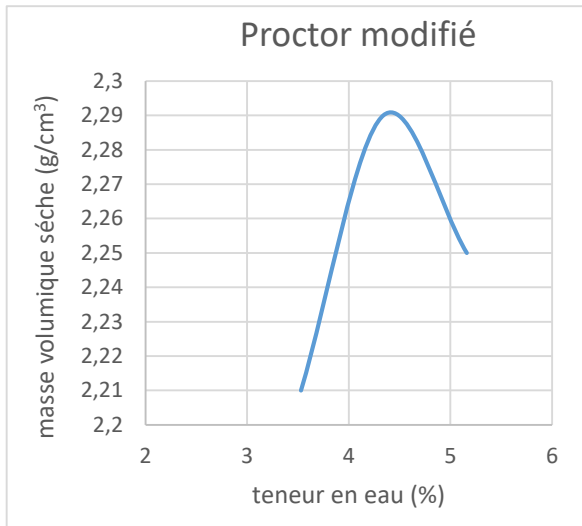


Figure V.4 : Courbe Proctor du mélange aléatoire

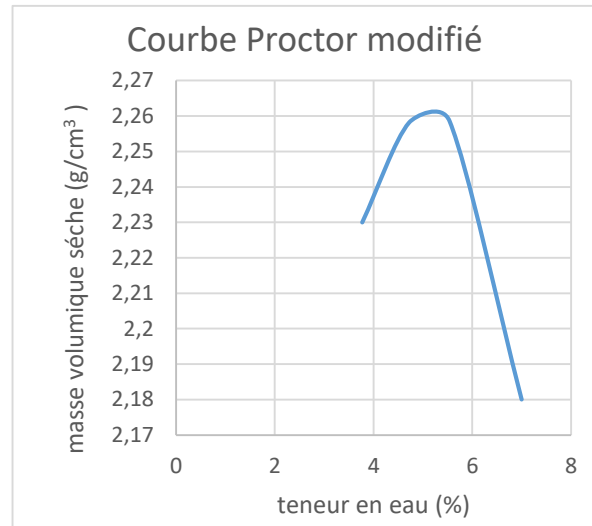


Figure V.5: Courbe Proctor du mélange CTPP

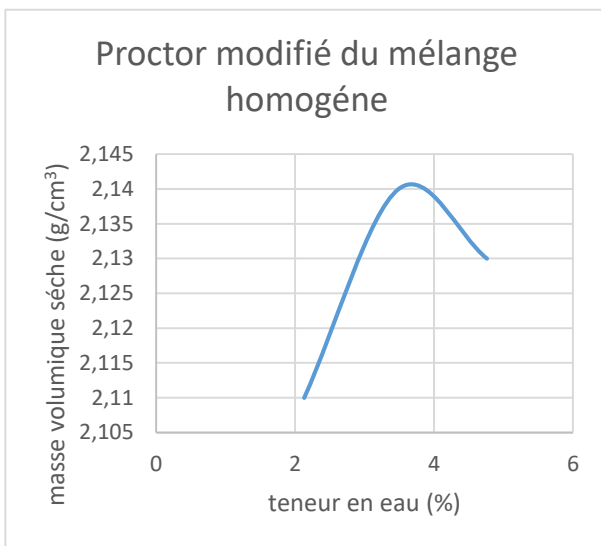


Figure V.6: Courbe Proctor du mélange homogène

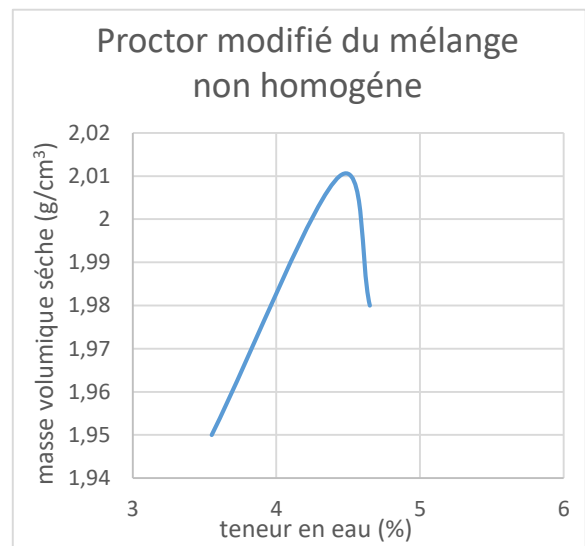


Figure V.7: Courbe Proctor du mélange non homogène

Tableau V.5: Résultats de la densité maximale et la teneur en eau optimale des mélanges étudiés

Le mélange	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)
Aléatoire	2.29	4.34
CTTP	2.25	5.54
homogène	2.14	3.49
Non homogène	2.01	4.44

V.7.5. Interprétation des résultats

A partir des résultats exprimés dans le tableau ci-dessus, on voit clairement que le mélange du CTTP présente la teneur en eau optimale la plus élevée et cela parce qu'il contient beaucoup plus de fines source d'absorption de cette eau.

De même pour les autres mélanges, le mélange non homogène contient plus de fines que le mélange homogène et le mélange aléatoire.

Les densités sèches développées sont supérieures à 2 est un signe d'une bonne aptitude au compactage à des teneurs en eau acceptables.

V.8. Essai de portance californien (NF P 94-078)

V.8.1. But de l'essai

L'essai permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai CBR est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements.

V.8.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à poinçonner par un piston des échantillons de sol préalablement compactés et soumis à l'imbibition de quatre jours selon la norme NF P 94-078 (1992).

Le matériau est compacté généralement à la teneur en eau optimale suivant la procédure de l'essai Proctor modifié dans le moule CBR compacté à 55 coups par couche (une charge voisine de ce que sera la charge de service) ; chaque échantillon est ensuite soumis à poinçonnement

par application d'une vitesse constante (1.27mm/min), d'un piston cylindrique de 19.35 cm² de section, et on mesure la relation (effort de poinçonnement – enfoncement).

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 m, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 19,93 KN, qui est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Les essais C.B.R permettent, la détermination de :

- L'indice Portance Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- L'indice C.B.R immédiat (C.B.R immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée ;
- L'indice C.B.R après immersion (C.B.R immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau)



Figure V.8: Appareil du poinçonnement

V.8.3. Préparation du matériau

Le compactage devra être fait dans les conditions de l'essai Proctor modifié, avec la teneur en eau optimale trouvée lors de cet essai. Il faut que le matériau passe à travers le tamis 20 mm

- Humidifier le matériau à ça teneur en eau optimale puis on le mélange bien pour avoir une humidité uniforme.
- On pèse le moule plus la plaque de base.
- Compactage : on compacte le sol avec la teneur en eau W_{opt} suivant l'essai Proctor Modifié (5 couches et 55 coups pour chaque couche).

- Araser et déterminer la teneur en eau.
- Enlever la plaque de base, ôter le disque d'espacement et fixer de nouveau le moule sur la plaque de base.

V.8.4. Poinçonnement

Il est recommandé d'utiliser une presse muni d'une tige de poinçonnement de diamètre **5cm** ($D= 4.96 \text{ cm}$, $S = 19.3 \text{ cm}^2$) et pourvue d'un contrôleur de cadence, ainsi que d'un comparateur permettant de suivre les enfoncements

- On place l'échantillon sur un plateau bien axé sur la tige de poinçonnement, les charges annulaires sont remises en place (leur trou central correspond à la tige de poinçonnement).
- On mène la tige au contact du sol et quand l'aiguille commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro
- On actionne la presse à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1.27 mm/min et on note les forces qui correspondent aux enfoncements suivants : (0.625-1.25-2-2.5-5-7.5-10)



Figure V.9: Eprouvette après poinçonnement.

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les efforts de poinçonnement produisant un enfoncement donné dans le mélange étudié ; la capacité de portance du sol est d'autant meilleure que l'indice est plus élevé.

L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$I(2.5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{13.35}$$

$$I_5 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{19.93}$$

Le gonflement linéaire relatif G dans le cas de CBR immersion est calculé par :

$$G = \left(\frac{\Delta h}{H}\right) * 100$$

Avec :

Δh : est le gonflement mesuré en (mm)

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 126 mm

V.8.5. Expression des résultats

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur les quatre mélanges granulaires, afin de déterminer les indices CBR immédiat et après immersion.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau V.6 : Tableau comparatif des résultats des indices CBR immédiat et immersion

Mélange	CBR _{immédiat}	CBR _{immersion}
Aléatoire	80.5	23.21
CCTP	91.11	66.28
Homogène	67.6	49.3
Non homogène	79	56

V.8.6. Interprétation des résultats

Les indices CBR immédiats des mélanges CTTP et aléatoire sont supérieurs à 80 donc ils peuvent être utilisés dans la réalisation des couches de bases à moyen ou à fort trafic.

Alors que le mélange homogène et le mélange non homogène peuvent être utilisés dans la réalisation des couches de fondation pour les chaussées à fort trafic T4 et T5 CBR >35 ou bien pour les couches de bases à faible trafic T1 CBR > 60

Et même après immersion ses mélanges présentent des portances satisfaisantes.

Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis de montrer l'aptitude des mélanges au compactage, ainsi que leur portance dans les plus mauvaises conditions hygrométriques.

En se basant sur les résultats obtenus aux essais, nous pouvons conclure que les mélanges étudiés possèdent des densités importantes et assez proches pour les quatre mélanges entre 2 et 2.29 g/cm³.

Les mélanges aléatoire et mélange du CTTP ont développés les portances les plus importantes leur permettant donc d'être utilisés à la réalisation des couches de base à fort trafic.

Les caractéristiques mécaniques obtenues, sont très satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes, ceci permet de les proposer comme matériaux routiers.

Conclusion générale

Conclusion générale

La route a pour but de permettre la circulation en toute saison, dans des conditions suffisantes et aussi durables que possible de confort et de sécurité. Le projet routier moderne apparaît comme un assemblage d'éléments de constructions répétitifs, agencés de telle sorte qu'elle réponde aux impératifs de confort et de sécurité cités. Dans ce but, il faut non seulement assurer à la chaussée de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes les charges pendant sa durée de vie.

Dans ce travail, on a étudié quatre mélanges granulaires de la grave non traité, à des proportions granulaires différentes.

La synthèse des résultats obtenus sont comme suit :

Les résultats de l'analyse granulométrique montrent que les trois mélanges (mélanges aléatoire, mélange homogène et mélange non homogène) ont une granulométrie bien graduée $1 < C_c < 3$ et $C_u > 4$ ce qui implique la présence de grande variété de diamètres des granulats. Par contre le mélange recommandé par le CTTP est un matériau mal gradué $C_c=0.45 < 1$ cela indique l'absence de certains diamètres entre D_{10} et D_{60}

Selon la granulométrie, la compacité change et les caractéristiques changent. La granulométrie présentant toutes les classes granulaires est celle qui donne la meilleure compacité et donc meilleures caractéristiques ; ce qui réduit les désordres dans le corps de chaussée. Plus la granulométrie présente des classes granulaires manquante, plus la compacité est réduite et donc des caractéristiques réduites et plus la chaussée sera soumise aux désordres

Les mélanges étudiés développent des densités sèches très importantes (supérieur à 2g/cm^3), notamment avec le mélange aléatoire qui a enregistré la densité sèche la plus importante (2.29 g/cm^3). Tandis qu'elles sont assez proches pour les autres mélanges et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier.

L'essai CBR nous a permis de dire que les quatre mélanges étudiés ont développés des portances très intéressantes qui leur permettra d'être sollicités à la réalisation des corps de chaussées.

Les deux mélanges aléatoire et mélange du CTTP présente les portances les plus élevées (supérieur à 80) qui leurs donnera l'opportunité de les utilisés à la réalisation des couches de base à moyen ou à fort trafic. Tandis que les deux mélanges homogène et non homogène, présentent des portances assez satisfaisantes qui leurs permettra d'être utilisable pour les

couches de fondations à fort trafic (CBR >35) ou bien pour les couches de base à faible trafic (CBR >60) .

Références bibliographiques

Références bibliographiques

AL-RAOUCHE R. ET ALSALEH M. (2007). Simulation of random packing of polydisperse particles. Powder technology, 176(1), 47-55.

ARQUIE, GEORGES et GUY MOREL (1988). Le compactage (En ligne). Paris : Eyrolles, xii, 321 p p disponible sur « <http://ariane.ulaval.ca/cgi-bin/recherche.cgi?qu=01-1370914> »

BARRET PJ, (1980). The shape of rock particles, a critical review. Sedimentology 27 : 291–303. DOI: 10.1111/j.1365-3091.1980.tb01179.x

BONNEAU M. et SOUCHIER B , (1994). Pedology. Volume 2: constituents and properties of soil (No. Ed. 2). Masson Éditeur.

Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP).

Catalogue des structures types des chaussées neuves, édition 1998.

COQUAND R., (1985). Routes. Circulation-Tracé-Construction. EYROLLES éd. Paris: huitième édition.

CUMBERLAND D.J., CRAWFORD R.J,(1987) The Packing of Particles, Elsevier, Amsterdam.

DE LERRARD F., (2000). Structure granulaire et formulation des bétons, OA34 LCPC.

DE LERRARD F., (2004). « BétonlabFree3 », Leçons, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, France.

EL BARRAK M., (2005). Contribution à l'étude de l'aptitude à l'écoulement des bétons autoplacants à l'état frais, Thèse de Doctorat, Université Toulouse III – Paul Sabatier, U.F.R. P.C.A.

GERMAN R. M., (1989). "Particle packing characteristics", Metal Powder Industries Federation.

JIA X., GAN M., WILLIAMS R. A. et RHODES D. (2007). Validation of a digital packing algorithm in predicting powder packing densities. Powder Technology,174(1), 10-13.

JOISEL A., (1952). « composition des bétons hydrauliques », Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, 5ème année, N°58, Série : Béton, béton armé, Octobre, France

JOSEPH ABDO, R. D. C. D. P. G. E. H., (2009). Voiries et aménagements urbains en béton (conception et dimensionnement).

Références bibliographiques

KECHKAR.C et CHERAIT.Y. (2008), « Contribution a l'étude des empilements granulaires », laboratoire de génie civil et d'hydraulique (LGCH), Université 08 mai 45, Guelma, Algérie.

KRUMBEIN W. et SLOSS L., (1963) Stratigraphie et sédimentation. WH Freeman and Co., San Francisco, 660 pages

KRUMBEIN W., (1941), Mesure et signification géologique de la forme et de la rondeur des particules sédimentaires. Journal de recherche sédimentaire

LCPC-SETRA, 1992. Réalisation des remblais et des couches de formes, Guide technique, fascicule I

LCPC-SETRA, 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussée (guide technique). Paris

MOR GUAËY GAY, (1995) caractérisations et performances d'un granulat : type nouveau en corps de chaussée : les silexites (produits secondaires dans la chaîne de production de la CSPTTaïba) Institut des sciences de la terre

NADJIBOU A.H, (2016)., comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité : application à l'érosion interne. Génie civil. Université du Havre, 2016. Français. NNT : 2016LEHA0006. tel-01411134

NF P 94-054, 1991. Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.

NF P 94-050, 1995. Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage.

NF P 94-078, 1997. Sols, reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion – Indice CBR immédiat – Indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

NF P 94-093, 2014. Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié.

NF P 94-061-2, reconnaissance et essai ; détermination de la masse volumique d'un matériau en place Partie 2 : Méthode au densitomètre à membrane

NF P 94.117.1, reconnaissance et essais - Portance des plates-formes - Partie 1 : module sous chargement statique à la plaque (EV2)

Références bibliographiques

NF P 98.200.1, Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante - Partie 1

NF P 98-241-1, Essais relatifs aux chaussées - Mesure de la masse volumique des matériaux en place - Partie 1 : mesure ponctuelle de la masse volumique moyenne apparente par gamma-densimètre à transmission directe.

NF P 18-554, Granulats - Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux

NF P 18-598, Granulats - Équivalent de sable

NF P 18-560, Granulats - Analyse granulométrique par tamisage

NF P 18-571, 2011. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL).

NF P 18-573, 2010. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

NF P 18-101, granulats- vocabulaire-définition et classification.

NF P 18-304, Béton et béton armé. Granulométrie des granulats (agrégats).

NF P 11-300, classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de formes d'infrastructures, exécution des terrassements.

NF EN 1097-3, partie 3 : Méthode pour la détermination de la masse volumique en vrac et de la porosité inter-granulaire

POWER MC., (1953). A new roundness scale for sedimentary particles. *Journal of Sedimentary*

VOIVRET C., RADJAI F., DELENNE J. Y., & EL YOUSSEFI M. S., (2007). Space-filling properties of polydisperse granular media. *Physical Review E*, 76(2), 021301.

VOIVRET C., (2008). Texture et comportement des matériaux granulaires à grande polydispersité (Doctoral dissertation, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc).

WADELL H. (1932). Volume, Shape, and Roundness of Rock Particles. *The Journal of Geology*.

Références bibliographiques

WADELL H. (1933) Sphericity and Roundness of Rock Particles. The Journal of Geology, 41 (3). 310-331.

WADELL H. 1935. Volume, Shape, and Roundness of Quartz Particles. The Journal of Geology 43 : 250–280.

Sites internet

<https://www.holcim.be/fr/les-constituants-du-beton-les-granulats>

<https://fr.scribd.com/document/393827360/chapitre-les-granulats-pdf>

<https://corinsa.fr/technologie/les-fondamentaux-du-compactage-des-sols>

http://www.cotita.fr/IMG/pdf/Typologies_de_degradation_de_chaussees.pdf