

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Laboratoire de Géo-matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA)



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

En vue de l'obtention du diplôme de master

de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (UMMTO)

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Etude de l'influence de la granulométrie
sur les caractéristiques Proctor**

Présenté par :

M^{lle} BENBOUDAOU Dakhina

Devant le jury composé de :

Mme BOUZID Leila

MCB à l'UMMTO..... Présidente.

Mr MELBOUCI Bachir

Professeur à l'UMMTO..... Promoteur.

Mme IDRES Saadia

MAA à l'UMMTO Examinatrice.

Soutenue le /06/2024

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude à :

Mr MELBOUCI Bachir, Professeur à l'UMMTO pour avoir encadré et dirigé ce travail, pour sa grande disponibilité lors de mes différentes sollicitations et ses précieux conseils.

Mme BOUZID Leila : Maitre assistante "B" à l'UMMTO pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.

Mme IDRES Saadia : Maitre assistante "A" à l'UMMTO pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Les responsables des laboratoires de mécanique des sols et de recherche de l'UMMTO, Mme BOUZZOUNI Fatima, Mr KHELIFA Sid Ali, Mr LACHEBI Kamel pour leurs soutiens, disponibilité surtout leur confiance.

Je tiens également à remercier tous mes amis et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Ce projet de fin d'étude est dédié :

*A mes chers parents, qui m'ont toujours poussé et motivé
dans mes études ;*

*A celui qui m'a indiqué la bonne voie, avec sa présence à
mes cotées, son aide et surtout son encouragement ;*

A mes frères et sœurs pour leurs soutiens ;

*A l'âme de ma grand-mère, que dieu la garde dans son
paradis.*

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur le compactage des couches de chaussée

Figure I .1: coupe transversale d'une chaussée (Emmanuel Mengue (2015)).....	3
Figure I . 2: structure d'une chaussée souple.	5
Figure I .3: Structure d'une chaussée rigide.	6
Figure I . 4: Coupe type d'une chaussée mixte (Chibani (2017)).	6
Figure I .5: Structure d'une chaussée semi-rigide.	7
Figure I .6: L'influence de l'énergie de compactage (Sarsby, (2013)). Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27 coups par couche ; CBR (Heavy) : Dame de 4.5 kg, 27 coups par couche.	10
Figure I .7: Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013)).....	12
Figure I .8: L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990, et cité par (Nagaraj, (2005)).	13
Figure I .9: Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)).	14
Figure I .10: Les effets du compactage sur la structure, d'après Lambe, (1958).	15
Figure I . 11: Matériels pour l'essai Proctor.	17
Figure I .12: Compactage par impact.	18
Figure I .13: Compactage par compression.	19
Figure I . 14: Essai de Harvard.	19
Figure I .15: Table vibratoire.....	20
Figure I .16: Essai de la planche sur chantier.	21
Figure I .17: Rouleau à jantes lisses.	22
Figure I .18: Rouleau à pneus.....	23
Figure I .19: Rouleaux pied de mouton.	23
Figure I .20: Rouleaux pied de mouton.	24
Figure I .21: Plaque vibrante.	25
Figure I .22: Rouleau à pied dameur.	26
Figure I .23: utilisation des principaux types de compacteurs.	27

Chapitre II : Pathologie des chaussées mal compactées

Figure II .1: apparition des fissures longitudinales sur les routes.....	32
Figure II .2: affaissement d'une chaussée.....	33
Figure II . 3: tassement d'une chaussée	34
Figure II .4: décohéssion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement	34
Figure II . 5: ornière dans les couches de chaussées.....	35
Figure II .6: arrachement dans les couches d'une chaussée.....	35
Figure II .7: nids de poule dans les couches d'une chaussée	36
Figure II .8: pelades dans les couches d'une chaussée.	36

Chapitre III : Rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée

Figure III.1: Analyse granulométrique par voie sèche à l'aide d'une tamiseuse.	39
Figure III. 2: Exemple de fuseau granulométrique d'un sable filtrant https://www.spanc66.fr/wp-content/uploads/2019/04/fuseau_granul_petit.jpg	41
Figure III.3: Valeur des compacités pour des grains roulés et concassés [DE Larrard F., (2000)].	46
Figure III.4: Effet de la paroi du récipient [De Larrard, (2000)].	46
Figure III.5: Effet de desserrement et de paroi du granulat [de Larrard, (1988)].	47
Figure III.6: effet de l'énergie de serrage sur la compacité (DeLarrard, (2000)).	47
Figure III.7: Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar&al., (2008)).	48
Figure III.8: Différentes méthode pour mesurer la compacité.	50

Chapitre IV. :Identification des matériaux utilisés

Figure IV. 1: Dépôt des classes granulaires de l'université MOULOUD Mammeri de Tizi-Ouzou	53
Figure IV. 2: Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.	53
Figure IV. 3: Mode opératoire de l'essai au pycnomètre.	55
Figure IV. 4: Mode opératoire de la pesée hydrostatique.	56
Figure IV. 5: Appareil de l'essai Los Angeles.	60
Figure IV. 6: Résultats de l'essai Los Angeles	60
Figure IV. 7: Appareil de l'essai Micro Deval.	62
Figure IV. 8: Mélange échantillon-eau-boulets.	62
Figure IV. 9: Courbes granulométriques des échantillons testés avant et après pilonnage.	66
Figure IV. 10: Les cycles imbibition-séchage de l'essai dégradabilité.	67

Chapitre V : Compacité des mélanges granulaires

Figure V.1: Courbe de compactage « Proctor ».	70
Figure V.2: Quelques mélanges pour l'essai Proctor modifié.	72
Figure V.3: Pesage des différents pourcentages des différentes classes granulaires. (Laboratoire MDS de l'UMMTO).	72
Figure V.4: Matériel utilisé pour l'essai Proctor.	73
Figure V.5: Les différentes classes granulaires.	73
Figure V.6: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.	74
Figure V.7: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.	75
Figure V.8: Courbe granulométrique des mélanges quaternaires selon le fuseau CCTP.	76
Figure V.9: Courbe granulométrique des mélanges mixtes selon le fuseau CCTP.	77
Figure V.10: Courbe Proctor de mélange ternaire -1-	79

Figure V.11: Courbe Proctor de mélange ternaire -2-	80
Figure V.12: Courbe Proctor de mélange quaternaire -1-	81
Figure V.13: Courbe Proctor de mélange quaternaire -2-	82
Figure V.14: Courbe Proctor de mélange quaternaire -3-	83
Figure V.15: Courbe Proctor de mélange quaternaire -4-	84
Figure V.16: Courbe Proctor de mélange quaternaire -5-	85
Figure V.17: Courbe Proctor de mélange quaternaire -6-	86
Figure V.18: Courbe Proctor de mélange mixte -1-	87
Figure V.19: Courbe Proctor de mélange mixte -2-	88
Figure V.20: Courbe Proctor de mélange mixte -3-	89
Figure V.21: Courbe Proctor de mélange mixte -4-	90
Figure V.22: Courbe Proctor de mélange idéal CTTP.	91
Figure V.23: Courbes Proctor modifié des trois combinaisons des trois mélanges.	92
Figure V.24: Courbe de corrélation entre le Cc et la densité sèche optimale.	96
Figure V.25: Courbe de corrélation entre le Cu et la densité sèche optimale.	97
Figure V.26: Courbe de corrélation entre le Cu et la teneur en eau optimale.	97
Figure V.27: Courbe de corrélation entre le Cc et la teneur en eau optimale.	98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre III : Rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée

Tableau III. 1: Exemple de présentation des résultats d'une analyse granulométrique https://www.google.com/essai-laboratoire.blogspot.com	40
--	----

Chapitre IV : Identification des matériaux utilisés

Tableau V.1: Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.....	55
Tableau V.2: Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.....	57
Tableau V.3: Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.....	57
Tableau V.4: Détermination de la teneur en eau.....	58
Tableau V.5: Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.....	59
Tableau V.6: Résultats de l'essai Los Angeles.....	60
Tableau V.7: Type des graviers selon le coefficient LA.....	61
Tableau V.8: Mélange échantillon-eau-boulets.....	62
Tableau V.9: Résultats de l'essai Micro Deval.....	63
Tableau V.10: Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval).....	63
Tableau V.11: Catégorie des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM année).....	63
Tableau V.12: tableau récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles.....	64
Tableau V.13: Résultat avant pilonnage.....	65
Tableau V.14: Résultat après pilonnage.....	65
Tableau V.15: Valeurs de références.....	66
Tableau V.16: Résultats du tamisage avant l'essai.....	68

Chapitre V : Compacité des mélanges granulaires

Tableau V.1: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.....	74
Tableau V.2: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.....	75
Tableau V.3: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.....	76
Tableau V.4: Courbe granulométrique des mélanges quaternaires selon le fuseau CCTP.....	76
Tableau V.5: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges ternaires.....	77

Tableau V.6: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges quaternaires.....	77
Tableau V.7: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges mixtes.	78
Tableau V.8: résultats de l'essai Proctor mélange ternaire -1-	78
Tableau V.9: résultats de l'essai Proctor mélange ternaire -2-	79
Tableau V.10: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -1-.....	80
Tableau V.11: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -2-	81
Tableau V.12: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -3-.....	82
Tableau V.13: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -4-	83
Tableau V.14: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -5-.....	84
Tableau V.15: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -6-	85
Tableau V.16: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -1-	86
Tableau V.17: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -2-	87
Tableau V.18: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -3-	88
Tableau V.19: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -4-	89
Tableau V.20: résultats de l'essai Proctor mélange idéal selon le fuseau CTTT.....	90
Tableau V.21: Récapitulatifs des résultats des essais Proctor modifié.	91
Tableau V.22: Récapitulatifs des résultats des essais.	96

LISTE DES ABREVIATIONS

Cc : Coefficient de courbure

Cu : Coefficient d'uniformité

Cum : Cumulé

D : Plus grand diamètre

D : Plus petit diamètre

d/D : Fraction du plus petit au plus grand diamètre

D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisâts cumulés

D30 : Diamètre correspondant à 30% des tamisâts cumulés

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamisâts cumulés

DG : Coefficient de dégradabilité

EN : European Norm

FR : Coefficient de fragmentabilité

DG : Coefficient de dégradabilité

GNT : Grave Non Traitée

LA : Coefficient Los Angeles

M : Masse

MDE : Coefficient Micro-Deval par immersion

Ms : Masse sèche

Mh : Masse humide

Mw : Masse de l'eau évaporée

NF : Norme Française

tr/min : tours par minute

Vs : Volume sec

Vw : Volume de l'eau

W : Teneur en eau

ρ : Masse volumique des particules solides du sol

ρ_w : Masse volumique de l'eau

W_{opt} : teneur en eau optimale

γ_{dopt} : densité sèche optimale

M_1 : masse de pycnomètre+bouchon

M_2 : masse de pycnomètre+le sol

M_3 : masse de pycnomètre + sol +eau

M_4 : masse de pycnomètre + l'eau distillée

ρ_s : La masse volumique des grains solides

M : masse sèche totale de l'échantillon

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

LCPC : laboratoire central des ponts et chaussées

Table des matières

Remerciements.

Dédicaces.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Liste des abréviations.

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Généralités sur le compactage des couches de chaussée

I .1.Introduction	3
I .2.Définition d'une chaussée	3
I .3.Les principales couches d'une chaussée	3
I .3.1.La couche de forme	4
I .3.2.La couche d'assise	4
I .3.3.La couche de surface	4
I .4.Différents types de structures de chaussée	5
I .4.1.Les chaussées souples.....	5
I .4.2.Les chaussées rigides.....	5
I .4.3.Chaussée mixte	6
I .4.4.Chaussée semi-rigide	6
I .5.Définition de compactage.....	7
I .6.Compactage dans les couches de chaussées.....	7
I .7.Objectifs du compactage	8
I .8.Les paramètres influençant le compactage.....	8
I .8.1.La teneur en eau du matériau.....	9
I .8.2.L'énergie du compactage.....	9
I .8.3.Influence de la granulométrie et de la teneur en fines	10
I .8.4.Type de sol.....	12
I .8.5.Nature du sol.....	13

I .8.6.La méthode de compactage	13
I .9.Condition de compactage	14
I .10.Les contraintes dues aux compactages	14
I .10.1.Les interactions entre les particules	14
I .10.2.La structure de sol compacté	15
I .11.Les essais de compactage	16
I .11.1.Essais de compactage au laboratoire	16
I .11.1.1.Compactage par essai Proctor	16
I .11.1.2.Compactage par impact.....	17
I .11.1.3.Compactage statique	18
I .11.1.4.Compactage par pétrissage.....	19
I .11.1.5.Compactage par vibration	20
I .11.2.Essais de compactage in-situ	21
I .11.2.1.Essai de la planche	21
I .12.Les engins du compactage.....	21
I .12.1.Les engins statiques	21
I .12.1.1.Rouleaux à jantes lisses	21
I .12.1.2.Rouleaux à pneumatiques	22
I .12.1.3.Rouleaux pied de mouton	23
I .12.2.Les engins vibrants	24
I .12.2.1.Rouleaux vibrants	24
I .12.2.2.Plaques vibrantes.....	24
I .12.3.Les engins à percussion	25
I .12.3.1.Rouleaux à segments.....	25
I .12.3.2.Rouleaux à pieds dameurs	26
I .13.Conclusion	28
CONCLUSION GENERALE	101

Chapitre II : Pathologie des chaussées mal compactées

II .1.Introduction	29
II .2.Description et classification des principales dégradations	29
II .3.Principales causes des dégradations	29
II .4.Types de pathologies de la chaussée	30
II .5.Les pathologies de compactage	31
II .5.1.Le sur compactage	31
II .5.2.Le feuilletage	31
II .5.3.Le matelassage.....	32
II .5.4.Apparition de fissures longitudinales	32
II .5.5.Affaissement des chaussées.....	32
II .5.6.Tassement	33
II .5.7.Décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement [Fédération nationale des travaux publics ; 13 Janvier 2015]	34
II .5.8. Ornières	34
II .5.9.Les arrachements	35
Les nids de poules	35
La pelade	36
Désenrobage.....	37
II .6.Conclusion	37

Chapitre III : Rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée

III.1.Introduction.....	38
III.2.Définition de la granulométrie	38
III .2.1.Les différents type d'analyse granulométrique	38
III .2.2.Analyse granulométrique par tamisage	38
III .2.3.Analyse granulométrique par sédimentation	39
III.3.Le fuseau granulométrique	40
III.4.Les classes granulaires.....	41
III.5.Rôle de la granulométrie	42
III .5.1.Le pourcentage de fines (ou filler)	42
III .5.2.Le calibre de gros éléments.....	42
III .5.3.La forme de la courbe granulométrique	43

III.5.4.La forme des grains et la dureté de la roche.....	43
III.6.Compacité des matériaux granulaires.....	44
III.6.1.Mesure de la compacité d'un granulat	44
III.6.2.Méthodes de mesure de la compacité.....	44
III.6.3.Type de compacité	44
III.6.4.Modèles de prévision de la compacité des milieux granulaires	45
- Modèle Linéaire de Compacité (MLC).....	45
III.7.Les facteurs influençant la compacité.....	45
III.7.1.Effet de la taille et la forme des grains.....	45
III.7.2.Effet de la paroi du récipient et des gros granulats	46
III.7.3.Effet de desserrement.....	47
III.7.4.Effet du mode de mise en place (l'énergie de serrage)	47
III.7.5.Effet de la ségrégation	48
III.7.6.Effet de l'étendue granulaire	48
III.7.7.Effet de la granulométrie sur la compacité.....	49
III.7.8.Contrôle de la compacité	49
- b) Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1) ;.....	49
- c) Le Soil Density Gauge (SDG).	49
- d) L'essai à la plaque	49
III.8.Conclusion	50

ChapitreIV :Identification des matériaux utilisés

IV.1.Introduction	51
IV.2.Programme expérimental	51
IV.3.Généralités sur les granulats	51
IV.4.Les matériaux utilisés au laboratoire.....	53
IV.4.1.Préparation des matériaux	54
IV.5.Les essais d'identification	54
IV.5.1.Propriétés physiques des granulats au laboratoire	54
IV.5.1.1.Masse volumique des grains solides (Méthode de pycnomètre).....	54
<i>Mode opératoire</i>	54
Résultats De l'essai	55

IV.5.1.2.Masse volumique sèche par pesée hydrostatique.....	55
Résultats De l'essai	56
IV.5.1.3.Indice des vides	58
IV.5.1.4.Teneur en eau(w)	58
IV.5.2. Propriétés mécaniques des granulats au laboratoire	59
IV.5.2.1.Essai Los Angeles	59
Définition et but de l'essai (NF P18 573)	59
Principe de l'essai.....	59
Résultats de l'essai	60
Interprétation des résultats	61
IV.5.2.2.Essai Micro Deval [NF P 18-572]	61
Résultats de l'essai	62
Interprétation des résultats	63
IV.5.2.3.Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066)	64
Principe de l'essai	64
Exécution de l'essai.....	64
Résultats de l'essai	65
Calcul du coefficient de fragmentabilité FR	66
Interprétation des résultats	66
IV.5.2.4. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)	66
Principe de l'essai.....	66
Exécution de l'essai.....	67
Présentation des résultats	67
Calcul du DG :	68
Interprétation des résultats	69
IV.6.Conclusion	69

Chapitre V :Compacité des mélanges granulaires

V.1.Introduction	69
V.2.Objectif.....	69
V.3.Aperçu théorique sur le compactage	70
V.3.1.Rappel.....	70
V.3.2.Principe sommaire de l'essai Proctor	70

V.3.3.Mode opératoire.....	71
V.4.Programme expérimental	73
V.4.1.Les classes granulaires.....	73
V.4.2.Présentation de la courbe granulométrique (granulométrie continue) selon le fuseau CTPP	74
V.4.3.Présentation des mélanges étudiés (granulométrie discontinue)	75
V.4.3.1.Mélange ternaire (trois classes).....	75
V.4.3.2.Mélange quaternaire (quatre classes).....	75
V.4.3.3.Mélange mixte (cinq classes).....	76
V.4.4.Présentation des résultats de coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c (granulométrie discontinue).....	77
V.4.5. Présentation des résultats (Proctor modifié).....	78
V.4.5.1. Granulométrie discontinue.....	78
V.4.5.1.1.Mélange ternaire 1	78
V.4.5.1.2.Mélange ternaire 2	79
V.4.5.1.3.Mélange quaternaire 1	80
V.4.5.1.4.Mélange quaternaire 2.....	81
V.4.5.1.5.Mélange quaternaire 3.....	82
V.4.5.1.6.Mélange quaternaire 4.....	83
V.4.5.1.7.Mélange quaternaire 5.....	84
V.4.5.1.8.Mélange quaternaire 6.....	85
V.4.5.1.9.Mélange mixte 1.....	86
V.4.5.1.10.Mélange mixte 2.....	87
V.4.5.1.11.Mélange mixte 3.....	88
V.4.5.1.12.Mélange mixte 4.....	89
V.4.5.2. Granulométrie continue	90
V.4.5.2.1. Mélange idéal CTPP	90
V.4.5.3. Récapitulatifs des résultats des essais Proctor	91
V.5. Interprétation des résultats.....	92
V.6. Corrélation entre les différents paramètres ($C_u ; \gamma_{dopt}$) ($C_c ; \gamma_{dopt}$) ($C_u ; W_{opt}$) ($C_c ; W_{opt}$)	95
V.7. Conclusion	99

INTRODUCTION GENERALE

Les chaussées sont des structures constituées d'une succession de couches de matériaux. Elles sont essentiellement destinées à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle-même. Sa résistance dépend essentiellement de sa granulométrie et de sa compacité.

Après la mise en service, ces chaussées encaissent des sollicitations mécaniques dues en grande partie à la circulation des poids lourds et les granulats sont soumis à une fragmentation progressive avec formation d'éléments de toutes dimensions, ce qui modifie leur granulométrie et peut engendrer des désordres.

La distribution granulométrique a une influence majeure sur le compactage et les caractéristiques mécaniques des matériaux des chaussées. L'étude en cours, consiste à montrer l'influence de la granulométrie sur les caractéristiques Proctor, dont l'objectif étant de déterminer le mélange granulaire, composée de plusieurs classes, donnant les meilleures caractéristiques Proctor (teneur en eau optimale et densité sèche optimale).

Ce présent mémoire est scindé en deux parties :

- la première partie est essentiellement bibliographique ;
- la seconde partie est essentiellement expérimentale.

La première partie comporte trois chapitres : le premier chapitre aborde des généralités sur le compactage des couches de chaussée.

Le second chapitre est consacré aux pathologies des chaussées mal compactées.

Le troisième chapitre décrit le rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée.

La seconde partie est consacrée à l'étude expérimentale, à travers laquelle nous avons exposé les différentes procédures d'essais, nécessaires à la compréhension ultérieure du comportement des mélanges granulaires une fois mis en œuvre. Cette partie comprend deux chapitres :

Le quatrième chapitre est consacré à l'identification du matériau de l'étude comportant les essais de : teneur en eau, la masse volumique sèche, la masse volumiques des grains solides, l'indice des vides, LA, MDE, dégradabilité et fragmentabilité.

Le cinquième chapitre regroupe les essais Proctor modifié suivant deux granulométries : continue (CTTP) et discontinue composées de trois, quatre et cinq classes granulaires suivant des proportions différentes pour chacune des classes granulaires.

Dans chaque chapitre de cette partie expérimentale, nous avons présenté les résultats obtenus, les discussions et les interprétations, en tenant compte de tous les paramètres mis en évidence durant l'expérimentation.

Enfin, nous clôturons ce travail, par une conclusion générale mettant en valeur tous les résultats trouvés, ainsi que des perspectives permettant d'orienter et d'améliorer des études futures sur ce sujet.

INTRODUCTION GENERALE 1

I . 1. Introduction

Dans le génie civil nous pouvons distinguer deux domaines principaux d'application du compactage :

- Le domaine des chaussées ;
- Le domaine des grands terrassements, remblai, barrages etc...

Ces domaines se caractérisent par la complexité, le traitement du matériau et plus particulièrement par l'énergie de compactage mise en œuvre par unité de volume de matériau. Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répondant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions. Cependant, dans la pratique courante et traditionnelle, le compactage des sols se fait à l'optimum Proctor, c'est-à-dire que l'essai Proctor réalisé au laboratoire fournit la teneur en eau optimale à laquelle il faut compacter le sol pour obtenir la densité sèche maximale. Le but principal de ce chapitre est de présenter des généralités sur le compactage des couches de chaussée.

I . 2. Définition d'une chaussée

Une chaussée est une structure plane qui est constituée de plusieurs couches de matériaux mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. Son rôle :

- Supporter les sollicitations du trafic dans les meilleures conditions de sécurité et de confort.
- Reporter ces efforts sur le sol support, en les répartissant convenablement.

I . 3. Les principales couches d'une chaussée

Une chaussée est constituée de plusieurs couches mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme. Le corps de chaussée proprement dit est composé d'une couche de forme et une couche d'assise et une couche de surface.

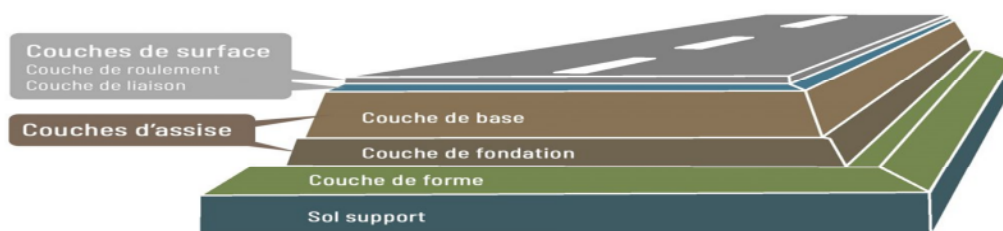


Figure I . 1: coupe transversale d'une chaussée (Emmanuel Mengue (2015)).

I . 3. 1. La couche de forme

Cette couche de transition entre le sol support et le corps de chaussée à une double fonction :

- Pendant les travaux, elle protège le sol support, elle établit une qualité de nivellement et permet la circulation des engins sur le chantier.
- Elle permet d'améliorer les caractéristiques dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place ainsi que de les protéger contre le gel.

I . 3. 2. La couche d'assise

Généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base.

- La couche de fondation répartit les contraintes induites par le trafic à un taux compatible avec les limites admissibles du sol support.
- La couche de base est la plus proche de la couche de surface. Elle reçoit des contraintes et des déformations notables.

Elle est composée de deux couches :

- La couche de liaison permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers.
- La couche de roulement est la seule couche perçue par les usagers, elle doit résister à une circulation souvent canalisée avec des freinages fréquents et s'intégrer à l'environnement architectural. Elle doit limiter les bruits de roulement des véhicules.

I . 3. 3. La couche de surface

Dans une chaussée, le choix de la couche de surface est crucial, car cela influencera les décisions prises au niveau des couches inférieures. La protection des couches de base est assurée par elle, elle résiste au cisaillement et absorbe les efforts horizontaux. Cette couche est constituée de :

- La couche de roulement qui est la couche supérieur de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées de trafic et de climat. Elle est enrobés denses en bétons bitumineux.
- La couche de liaison entre les couches d'assises et la couche de roulement en enrobes semi-denses en béton bitumineux

La qualité d'usage de la chaussée dépend en majeure partie des caractéristiques de surface de la couche de roulement, donc de sa nature et de son état. Par l'étanchéité qu'elle apporte, elle contribue à la pérennité de la chaussée. Les fonctions qu'assure cette couche font que son choix doit résulter de la prise en considération des paramètres suivants :

- La sécurité et les confort des usagers en relation avec les caractéristiques de surface,
- Le maintien de l'intégrité de la structure par la protection des couches d'assises à l'égard d'infiltration des eaux pluviales,
- L'impact sur l'environnement.

I . 4. Différents types de structures de chaussée

Il existe deux catégories de chaussées :

- Les chaussées classiques (souples et rigides)
- Les chaussées inverses (mixtes ou semi-rigides)

I . 4. 1. Les chaussées souples

C'est une chaussée dont le corps est réalisé avec des matériaux non liés ou traités avec un liant hydrocarboné. On distingue les chaussées souples traditionnelles, comportant au moins une couche de matériau non lié, plutôt destinées à des trafics légers, et les chaussées souples épaisses, dont toutes les couches sont bitumineuses, utilisées pour tout type de trafic.

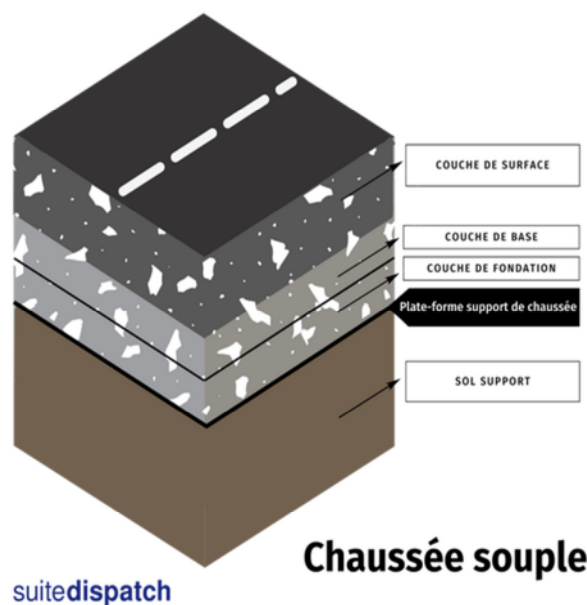


Figure I . 2:structure d'une chaussée souple.

I . 4. 2. Les chaussées rigides

C'est une chaussée réalisée essentiellement avec un matériau rigide, généralement du béton de ciment ; la couche de béton assure en principe le rôle de couche de base et de

surface mais peut être recouverte d'une couche de roulement en béton bitumineux mince. Les avantages de ce type de chaussée sont la bonne répartition des charges sur le support et la bonne tenue à la fatigue.

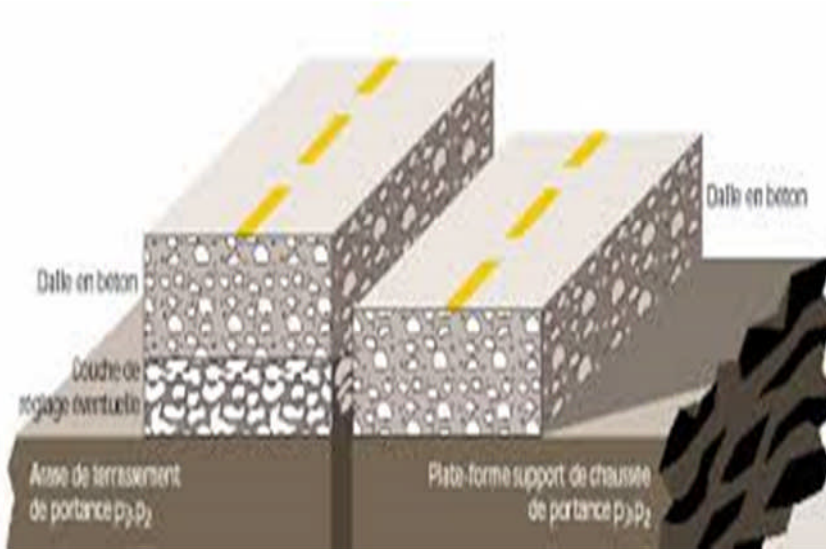


Figure I . 3:Structure d'une chaussée rigide.

I . 4. 3. Chaussée mixte

Elle est composée de matériaux bitumineux pour la couche de surface et la couche de base. La chaussée à structure mixte repose sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Cette dernière permet de diffuser les efforts et donc de les atténuer dans le sol support.

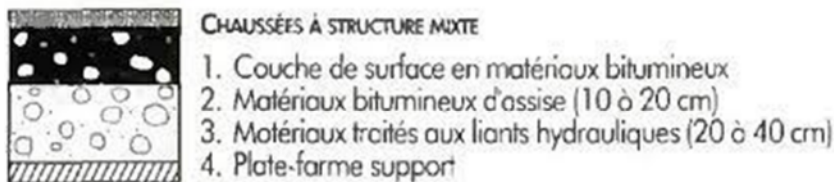


Figure I . 4:Coupe type d'une chaussée mixte (Chibani (2017)).

I . 4. 4. Chaussée semi-rigide

Les chaussées semi-rigides comportent, une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation). La structure-type est illustrée sur la figure suivante :

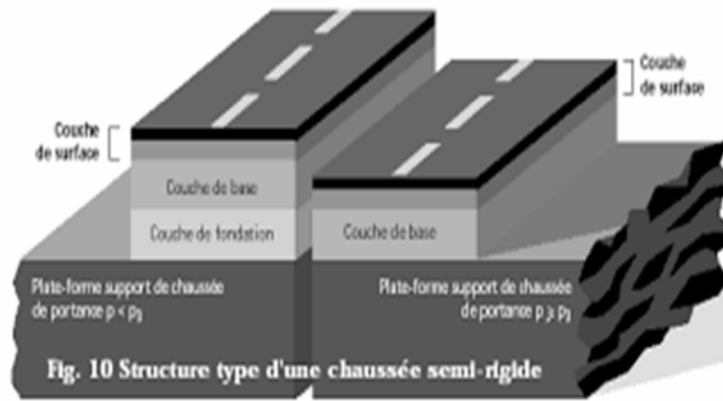


Figure I .5: Structure d'une chaussée semi-rigide.

I . 5. Définition de compactage

C'est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Il augmente la compacité du sol, donc réduit ses possibilités de déformation et améliore sa capacité portante. Il agit en réduisant presque instantanément le volume du sol, essentiellement par réduction de volume des vides remplis d'air. Le compactage est gouverné par trois facteurs :

- Le poids volumique sec du sol.
- La teneur en eau du sol.
- L'énergie de compactage.

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes. La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

I . 6. Compactage dans les couches de chaussées

Le compactage est l'opération ultime de mise en œuvre des matériaux de chaussées. La qualité de sa réalisation sera déterminante, d'une part, pour la durabilité de l'ouvrage, de la compacité qui pourra être obtenue et d'autre part pour les caractéristiques de surface de la chaussée. L'obtention de la qualité recherchée suppose un choix approprié des matériels et

des modalités de compactage en tenant compte des conditions climatiques et de l'environnement du chantier (LCPC ; (2003)).

L'action du compactage est transmise en réalisant plusieurs passages du compacteur sur le matériau à compacter. Au fur et à mesure que le nombre de passes augmente, la masse volumique du matériau augmente.

I . 7. Objectifs du compactage

L'objectif du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes standards, et cahiers des prescriptions spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux. Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants. Elle consiste également à supprimer les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées. Elle consiste aussi à diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes et à en améliorer les caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : la portance, le module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé.

Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées du trafic et des conditions météorologiques. Pour les remblais, le tassement doit rester faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle.

Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai donnée. L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation.

I . 8. Les paramètres influençant le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol. C'est à l'ingénieur américain **R. PROCTOR (1933)** que l'on doit les premières études.

Proctor a montré que le compactage est influencé principalement par six paramètres :

- La teneur en eau du matériau ;
- L'énergie de compactage ;

- La granulométrie ;
- Le type du sol ;
- La nature du sol ;
- La méthode de compactage.

I . 8. 1. La teneur en eau du matériau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, expérimentalement la densité sèche γ_d augmente avec la teneur en eau.

La variation de γ_d en fonction de la teneur en eau ω donne une courbe sous forme de cloche.

V. DRNEVICH (2007) a indiqué que :

- Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;
- Lorsque la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, le sol devient plus déformable, ce qui aboutit par la suite à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu ;
- Lorsque la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées et à empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air (l'énergie de compactage est absorbée par l'eau).

I . 8. 2. L'énergie du compactage

Les courbes de compactage ci-après correspondent à un sol donné soumis à des compactages différents. Lorsque l'énergie de compactage augmente, γ_d maximale augmente et la teneur en eau optimale correspondante diminue.

- Nombre de passes du compacteur : La masse volumique du sol augmente avec l'augmentation du nombre de passes, et atteint un maximum. Un trop grand nombre de passes peut avoir pour effet de briser les particules (écrasement des grains), donc de produire des fines susceptibles d'augmenter la capillarité des matériaux (effet inverse de l'objectif recherché). Sans parler du facteur coût de l'opération du compactage.

- Vitesse du compacteur : Avec les compacteurs vibrants, pour un nombre de passes données, la masse volumique sera plus grande avec une faible vitesse. Par contre, si cette vitesse est trop faible, ceci a pour effet de faire augmenter les coûts du compactage.

- L'épaisseur de la couche compactée : Etant donné que la masse volumique dans une couche compactée de grande épaisseur décroît normalement du haut vers le bas, elle doit être plus élevée en surface que celle exigée dans les spécifications pour obtenir à la base de cette couche la masse volumique désirée. En réduisant l'épaisseur des couches, le surplus de compactage dans la partie supérieure peut être évité; cette différence est plus appréciable dans les sols cohérents que granulaires. Pour ces raisons, plusieurs organismes limitent l'épaisseur des couches à 30 cm même avec des compacteurs très puissants.

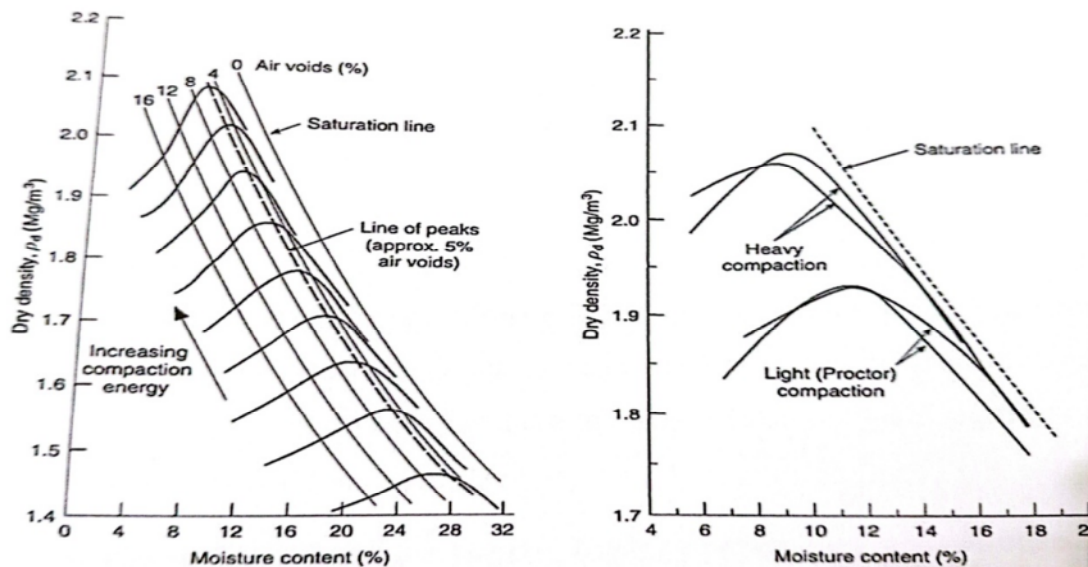


Figure I.6: L'influence de l'énergie de compactage (Sarsby, (2013)). Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27 coups par couche ; CBR (Heavy) : Dame de 4.5 kg, 27 coups par couche.

I . 8. 3. Influence de la granulométrie et de la teneur en fines

L'étalement granulométrique d'un matériau conditionne bien son état de compacité, qui contribue à une augmentation de la masse volumique sèche, due à une nouvelle réorganisation des grains qui, grâce à leur enchevêtrement et glissement, mène vers des structures granulaires, dont les indices des vides sont les plus petits possibles (Na, Choa, Teh et Chang, 2005).

D'ailleurs, une granulométrie étalée correspond bien à un matériau dont les grains ont des dimensions très différentes, pouvant s'imbriquer les uns dans les autres (Jouffroy, 1985 ; Côté et Konrad, 2003 ; Brunel, 2004 ; Ployaert, 2005). Il en résulte une courbe de compactage plus pointue. Or que, plus un matériau est à granulométrie uniforme, plus sa porosité est élevée et moins il sera sensible à une variation de teneurs en eau. Il s'ensuit donc une courbe de compactage plate. On comprend clairement, que plus la granulométrie est étalée, plus la cohésion des matériaux deviennent grande, après

compactage. Ceci s'explique par le fait, qu'une diminution de la porosité engendre une structure plus compacte, caractérisée par un nombre de points de contacts plus important.

Identiquement, on constate que le taux de particules fines ($d < 80\mu\text{m}$), contenu dans un matériau donné, influe considérablement sur la compacité de celui-ci. Sachant que les particules fines sont dotées de propriétés différentes de celles des gros grains (notamment pour les fines argileuses), dont le comportement est très lié à leur teneur en eau, à leur structure cristalline et à leur composition minéralogique (Degoutte et Royet, 2005).

Plus les particules sont fines, plus leur surface spécifique est grande et plus l'eau devient une molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains. Cette eau n'a plus les propriétés physiques d'une eau normale : c'est de l'eau liée ou solide. Alors chaque grain est enveloppé dans un film d'eau très visqueuse, de nature spéciale dite eau adsorbée, qui joue le rôle de lubrifiant des grains. Cette eau a des effets négligeables sur les sables et les limons, mais elle a un rôle essentiel dans le comportement des argiles. On conclut que le comportement d'un matériau fin peut être sensiblement modifié par la présence d'ions de divers types dans l'eau interstitielle. L'eau libre, qui circule entre les grains, crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

La présence d'éléments fins dans un matériau de chaussée, doit être alors dans des limites tolérables, car d'elles dépendra la densité sèche des matériaux compactés et par conséquent, la résistance mécanique de la structure des couches de la chaussée. Plus la densité est élevée, plus la déformation sera faible.

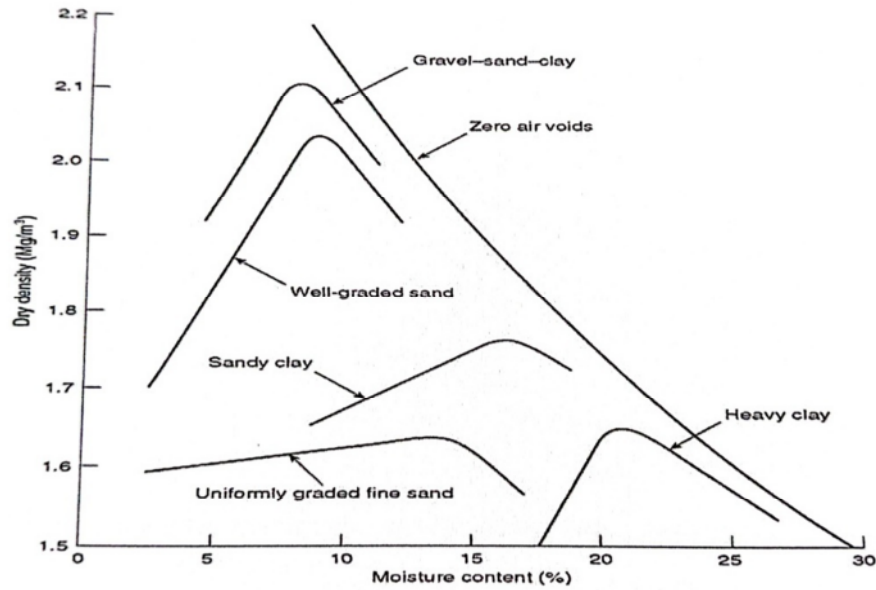


Figure I .7: Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013)).

I . 8. 4. Type de sol

Williams et al., (1949), cité par (Zhong-Sen, 2015), ont trouvé que le type de sol peut influencer de façon importante la courbe de compactage. La densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec la limite de liquidité, (Zhong Sen, (2015)).

Milton Keynes (1990), cité par Nagaraj, (2005) a présenté les relations entre la teneur en eau optimale et la limite de liquidité, ainsi la relation entre la densité sèche optimale et la limite de liquidité, pour différents sables fins, publiés par différents auteurs :(Johnson et Sallberg, 1960 ; Sridharan et al, 1990 ;Benson et Trast,1995) et compactés par la méthode Proctor Standard. Les résultats assez complets cités par (Nagaraj, 2005) montrent l'influence du type de sol sur la courbe de compactage.

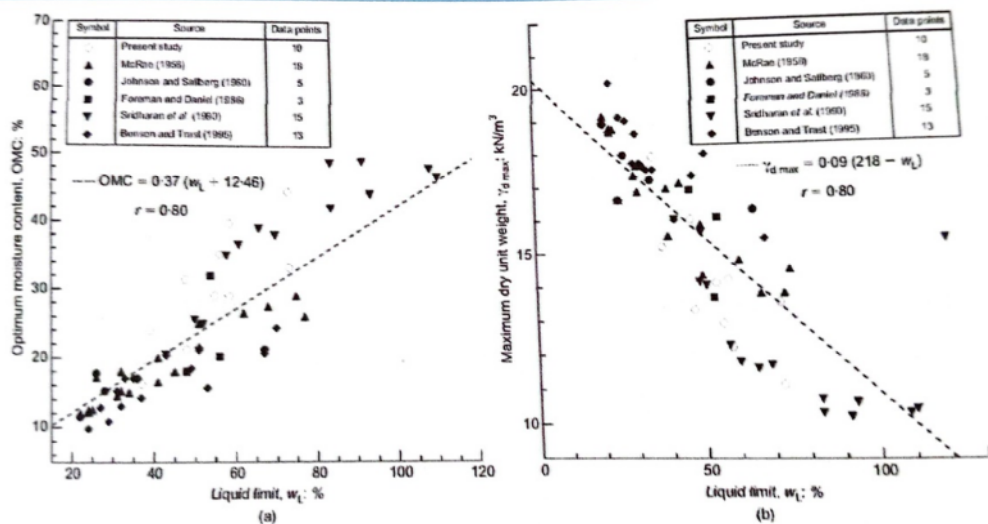


Figure I .8: L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990, et cité par (Nagaraj, (2005)).

I . 8. 5. Nature du sol

Les sols ont un comportement et des sollicitations qui varient en fonction de leur nature. En général, les sables présentent une courbe Proctor très aplatie, tandis que les argiles plastiques présentent un maximum très élevé.

La teneur en eau n'a pas d'impact sur le compactage des matériaux à courbe Proctor aplatie. Il est souvent difficile d'améliorer les caractéristiques de ces matériaux qui sont peu sensibles à l'eau (il faut fournir une énergie de compactage plus importante).

I . 8. 6. La méthode de compactage

Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitudes très différentes ; par ailleurs, selon leurs compositions, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée (Caamapum De Carvalho J., 1987).

Au niveau du laboratoire, on distingue deux types de compactage qui sont souvent utilisés :

- ❖ Le compactage dynamique : L'énergie de ce mode de compactage est transmise depuis la surface du matériau compacté par propagation d'ondes de compression et de cisaillement. Le compactage dynamique impose un plus grand degré d'orientation aux particules.
- ❖ Le compactage statique : c'est une charge statique (le poids) et une charge vibratoire avec une fréquence choisie. L'énergie mise dans le sol est une

énergie statique plus une énergie dynamique vibratoire dans le temps (elle est sommée sur le temps, plus le temps est long plus l'énergie transmise au sol est importante).

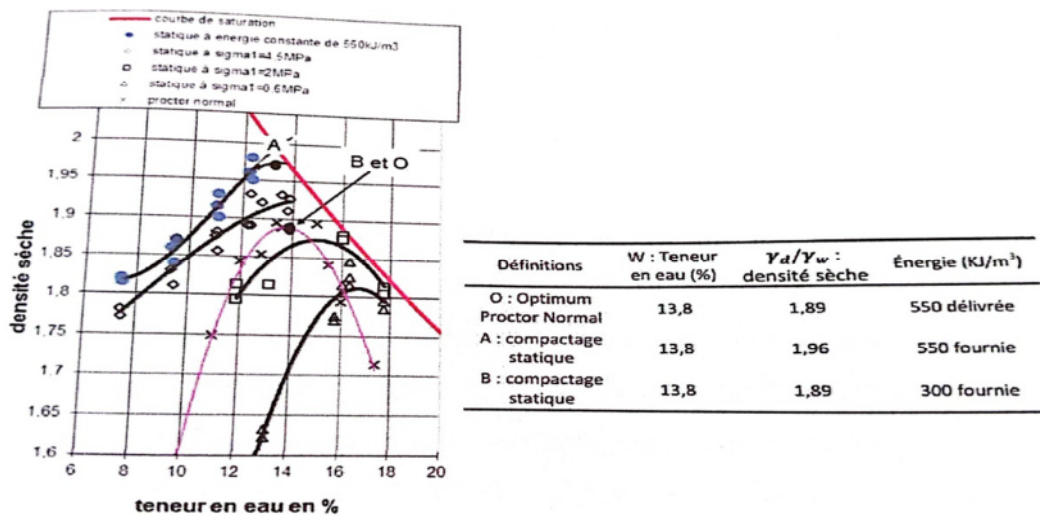


Figure I . 9: Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)).

I . 9. Condition de compactage

Pour compacter un sol, on fait agir sur lui un engin qui développe, en tout point du sol, des contraintes qui dépendent de la nature de l'engin, de ses caractéristiques et de la profondeur du point considéré (Aquié, (1973)).

I . 10. Les contraintes dues aux compactages

Pour compacter un sol, on fait agir sur lui par un engin qui développe, en tout point du sol, des contraintes qui dépendent de la nature de l'engin, de ses caractéristiques, de la profondeur du point considéré, ainsi que il faut le déformer d'une manière irréversible, donc le cisailier. Alors il faut exercer sur ce dernier des contraintes qui sortent de la courbe intrinsèque. (Aquié, 1973).

La théorie du compactage d'après Proctor se compose :

- Des interactions entre les particules.
- De la structure des sols compactés.

I . 10. 1. Les interactions entre les particules

Les interactions entre les particules d'un sol dépendent en grande partie de leur nature (granulaire ou colloïdale), elles se font, soit par contact direct des grains, soit par l'intermédiaire de forces électromagnétiques.

Dans le cas des sols granulaires, ce sont les interactions de contact qui prédominent ; par contre, dans le cas des argiles, ce sont les interactions électromagnétiques entre particules et avec le milieu dans lequel elles se trouvent (Caamapum De Carvalho J 1987).

I . 10. 2. La structure de sol compacté

La théorie du compactage a été développée largement à partir des années 1930. (Lambe, 1958) a expliqué la forme de la courbe de compactage en prenant en compte les interactions physico-chimiques du système sol-eau. Il a indiqué :

- Pour le point A du côté sec, la quantité d'eau est insuffisante pour développer entièrement la double couche, et les forces d'attraction sont prédominantes, ce qui conduit à une structure floculée, à un arrangement désordonné des particules ;
- Du point A au point B, l'augmentation de la teneur en eau permet le développement de la double couche, ce qui provoque une augmentation des forces de répulsion. Ceci conduit à une structure de plus en plus orientée ;
- Pour le point C du côté humide, la double couche continue à se développer et les forces de répulsion à augmenter. La structure du sol devient encore plus orientée.

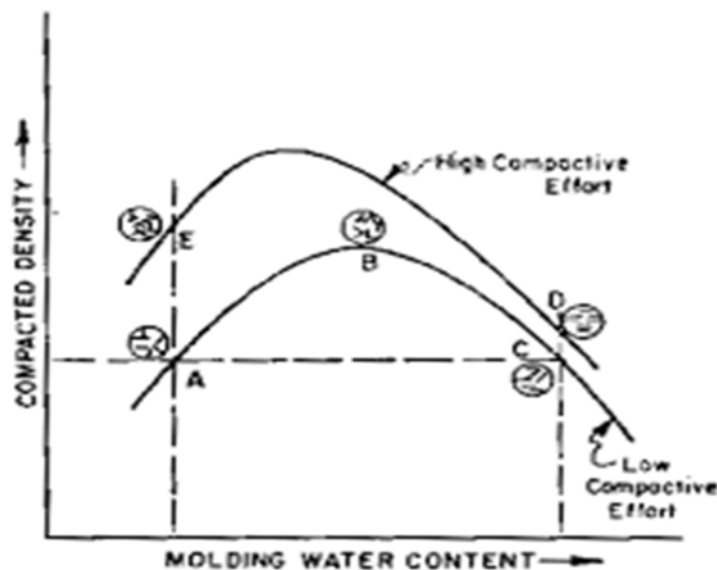


Figure I .10: Les effets du compactage sur la structure, d'après Lambe, (1958).

I . 11. Les essais de compactage

I . 11. 1. Essais de compactage au laboratoire

Le principe des essais au laboratoire est de compacter un échantillon de sol, avec une teneur en eau connue, dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame.

Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonction de quantités précises d'eau.

Une série d'essais est réalisée pour différents teneurs en eau. Le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (w , γ_d), donc un point de la courbe de compactage courbe (A.S.T.M): (American Society for Testing and Materials).

Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais.

D'autres types, moins couramment utilisés existent également. Ces essais ont pour objet de tracer les courbes de compactage. (E. Leflaive et al, 1974), cité par (Drnevich.V, 2007).

Des processus de compactage dans un laboratoire peuvent être classifiés au-dessous de cinq catégories (Luxford., 1975), cité par (Drnevich.V, 2007), à savoir :

- Compactage par essai Proctor ;
- Compactage par impact;
- Compactage statique;
- Compactage par pétrissage ;
- Compactage vibrant.

I . 11. 1. 1. Compactage par essai Proctor

En 1933, l'Engineering News Record publia une série d'articles de R.R. Proctor qui portaient sur le compactage des sols. Il y présentait un essai de compactage en laboratoire qu'on appelle aujourd'hui l'essai Proctor normal et qui est décrit dans la norme NQ 2501-250. L'essai Proctor normal consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un sol disposé en trois couches dans un moule de volume connu, chaque couche étant compactée avec un marteau de 2,49 kg tombant d'une hauteur libre de 305mm. On répète l'essai à plusieurs reprises en faisant varier la teneur en eau du sol. On porte chaque mesure de la masse volumique du sol sec sur un graphique en fonction de la teneur en eau correspondante, ce qui permet de tracer

une courbe de compactage. A partir de cette courbe, on détermine la masse volumique sèche maximale du sol (γ_d^{max}) et sa teneur en eau optimale (ω_{opt}).

Durant la seconde Guerre mondiale, comme on disposait d'engins de compactage plus performants sur les chantiers, on modifia légèrement l'essai original en augmentant l'énergie de compactage, pour créer l'essai Proctor modifié. On constate que l'énergie déployée dans l'essai Proctor modifié est d'environ 4.5 fois supérieure à celle de l'essai Proctor normal.



Figure I . 11: Matériels pour l'essai Proctor.

I . 11. 1. 2. Compactage par impact

Développée à l'origine par le Proctor en 1933 à l'aide de la stabilisation de barrage en terre (Proctor, 1933), le compactage d'impact est une des techniques de compactage les plus utilisées aujourd'hui.

L'essai Proctor Normal ou (standard), baptisé du nom de son promoteur, implique fondamentalement de laisser tomber un marteau d'un poids connu d'une taille d'ensemble sur l'échantillon. L'essai est relativement facile et bon pour exécuter, toutefois quelques inconvénients existent dans l'essai (Luxford., 1975). Feutre (1968) a signalé que l'essai de compactage d'impact n'est pas approprié au matériau non-cohérent contenant des sables et/ou des pierres écrasées. Senti (1968) explique plus loin que l'essai est impossible avec un matériau non-cohérent, car le matériau se déplace sous la dame, et par conséquent les valeurs de densité obtenues seront faibles.



Figure I .12: Compactage par impact.

I . 11. 1. 3. Compactage statique

Le compactage statique consiste à comprimer un spécimen pesé d'avance dans un moule cylindrique en le plaçant dans une machine d'essai de compression. Des forces de compression sont progressivement augmentées jusqu'à ce que la densité sèche maximale soit atteinte (Hausmann., 1990).

Un rapport conduit par (Johnson et Sallberg 1962) a montré quelques facteurs qui influencent l'essai, ceux-ci incluent :

- Les longues périodes d'application de la charge statique sur l'échantillon a comme conséquence l'expulsion de l'eau produisant une densité sèche maximale aux teneurs en eau irréalistes.

Afin d'empêcher la ségrégation granulaire des agrégats, le sol doit être placé dans le moule très soigneusement.



Figure I .13: Compactage par compression.

I . 11. 1. 4. Compactage par pétrissage

Inspiré par l'action de malaxage produite par le rouleau à pieds de mouton dans le compactage in-situ, le développement d'un compacteur de malaxage automatique par (Dodd et Dunlop1971) a prouvé que cette méthode n'est pas appropriée au compactage des matériaux granulaires tels que le sable.

Cependant, des valeurs de densités sèches maximales (densité double) ont été réalisées aux teneurs en eau très basses par le compactage vibratoire.

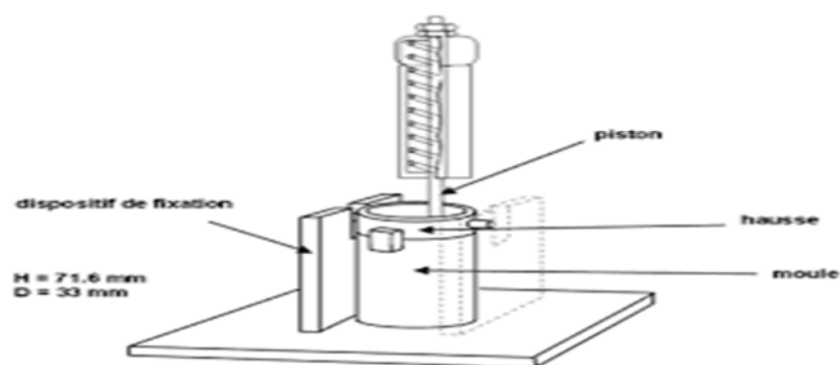


Figure I . 14: Essai de Harvard.

I . 11. 1. 5. Compactage par vibration

Le compactage des sols et des agrégats granulaires est souvent confondu par le manque d'une méthode appropriée à cet essai.

D'autres méthodes de compactage telles que le compactage d'impact ont été considérées inappropriées pour rendre ces types de sols compacts dus à leur nature non- cohérente. Ainsi, de nouvelles méthodes telles que le compactage vibrant ont été développées afin d'essayer d'améliorer le contrat entre ces types de sols.

Et puisque les vibrations d'utilisation d'équipement de compactage in-situ pour rendre des agrégats compacts effectivement, le compactage vibratoire rapporte une meilleure corrélation entre les résultats sur le terrain et les résultats de laboratoire.

La différence entre les deux procédures est que la méthode de la table vibrante place une charge statique sur l'échantillon contenu dans un moule et applique des vibrations verticales continues à partir du fond. En revanche, la méthode du marteau vibrant utilise un marteau vibrant qui est placé sur l'échantillon contenu dans le moule et applique des forces vibratoires pendant un temps spécifique. Cette méthode est considérée meilleure, étant donné qu'elle simule les résultats in-situ (SHAHIN, 2010).

Le premier qui a effectué une enquête et une recherche complètes sur l'utilisation de l'essai vibrant de compactage de marteau était SONS (1964) en se basant sur cinq facteurs différents affectant l'essai :

- Type de taille de marteau et de bourreur utilisé ;
- Importance de charge statique appliquée ;
- Période de fonctionnement du marteau ;
- Taille et forme de moule ;
- Tension assurée au marteau.



Figure I .15: Table vibratoire.

I .11.2.Essais de compactage in-situ

I . 11. 2. 1. Essai de la planche

Avant la construction d'un remblai, il est recommandé de réaliser une planche d'essai afin de fixer les conditions de mise en place des matériaux et de choisir les moyens de compactage les plus performants. Les couches et le nombre de passe du compactage sont déterminés lors de ces essais. (H.Pougatsch et al., 2011) et cité par (Hafidi.F.Z,2013).

Suivant l'objectif recherché, ces planches portent des noms variés : planche d'essais lorsqu'il s'agit de déterminer les performances d'un engin, planche de vérification lorsqu'il s'agit seulement de confirmer (ou d'infirmer) une capacité que l'on croit connaître, mais dont on n'est pas absolument certain, planche de référence lorsqu'il s'agit de définir la qualité que l'on obtient normalement en appliquant strictement un compactage déterminé pour qu'en cours de réalisation du chantier, on puisse comparer facilement la qualité obtenue à celle souhaitée. (MOREL.G, 1988).



Figure I . 16: Essai de la planche sur chantier.

I . 12. Les engins du compactage

Nous appellerons engin de compactage, tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussée.

Les engins usuels se divisent en trois grandes catégories :

I . 12. 1. Les engins statiques

Qui agissent par la seule pression qu'ils exercent sur les matériaux à compacter. Ce sont :

I . 12. 1. 1. Rouleaux à jantes lisses

Les engins sont composés d'un châssis très robuste portant la chaîne cinématique (qui comprend le moteur), la cabine, le poste de commande et les roues.

Les roues sont des cylindres en acier d'un diamètre variant de 0.40 m et 2 m. La surface cylindrique s'appelle le bandage lisse. Ces roues comportent trois classes morphologiques différentes :

- Les rouleaux compresseurs tricycles
- Les rouleaux compresseurs tandems
- Les rouleaux à bandages lisses triaxial

L'épaisseur des couches est généralement entre 15 cm et 25 cm.

Rouleau à jantes lisses

- Équipé de 1,2 ou 3 cylindres lisses en acier.
- Efficacité plutôt faible car la pression transférée au sol est faible malgré le poids (400 Kpa)



Figure I . 17: Rouleau à jantes lisses.

I . 12. 1. 2. Rouleaux à pneumatiques

Ce type d'engins ont un très large domaine d'emploi et conviennent aussi bien pour les sols plastiques que pour les graves concassées ou non, les sables à granulométrie étalée et les matériaux de carrière. Seuls les sables à granulométrie serrée ne sont pas susceptibles, en général, d'être compactés aux pneumatiques.

L'épaisseur des couches compactées va dépendre de la pression de gonflage des pneumatiques et peut atteindre 30 cm dans le cas de sols sablo-graveleux bien gradués. Le nombre de passes varie de 8 à 12.

Rouleau à pneus

- Équipé de une ou plusieurs rangées de pneus.
- Efficacité plutôt bonne pour les sols pulvérulents
- Efficacité plutôt moyenne pour les sols cohérents (car ne permet pas de fusionner les 2 couches)



Figure I . 18: Rouleau à pneus.

I . 12. 1. 3. Rouleaux pied de mouton

Sont des cylindres en acier sur lesquels sont fixés des pièces métalliques, de formes variées selon les constructeurs ; ces pieds ont des hauteurs variant de 15 à 25 cm et des surfaces de contact avec le sol variant de 30 à 45 cm² environ.

Compacteur à pieds de mouton

- Équipé de cylindres d'acier présentant un grand nombre de saillies
- Efficacité assez bonne car la pression de contact est très élevée. (1400 – 7000 Kpa)
- Appareil le plus utilisé sur les sols cohérents



Figure I . 19: Rouleaux pied de mouton.

I . 12. 2. Les engins vibrants

Ils agissent à la fois par la vibration et par la pression. Ce sont :

I . 12. 2. 1. Rouleaux vibrants

Ces engins ont généralement une fréquence assez élevée. Ils sont inefficaces sur les sols cohérents, sauf s'il s'agit de rouleaux lourds. Ils conviennent pour les pierres cassées, les graves et parfois les sables à faible teneur en eau.

Ils compactent des couches assez minces de l'ordre de 15 cm du fait des gradients relativement élevés de compacité.



Figure I . 20: Rouleaux pied de mouton.

I . 12. 2. 2. Plaques vibrantes

Elles ont les mêmes domaines d'emploi que les rouleaux vibrants. Toutefois, montées sur des tracteurs équipés de pneus à basse pression, elles peuvent être utilisées sur des sables difficilement compactables avec d'autres engins. Lorsqu'il s'agit de sables à granulométrie étroite on adopte des teneurs en eau assez basses tout en réglant au mieux la force verticale

Plaque vibrante

- Constitué d'une plaque en acier dont:
 - La surface varie de 500 à 14 500 cm²
 - La masse se situe entre 50 et 3000 kg
- Épaisseur des couches plus faible due à la faible masse de la plaque.



Figure I . 21: Plaque vibrante.

I . 12. 3. Les engins à percussion

Ils agissent à la façon de l'appareillage Proctor, par la chute d'une masse animée d'un mouvement vertical. Ce sont :

- Les moutons pneumatiques ou autres ;
- Les dames de certains appareils de stabilisation.

On citera pour mémoire des cylindres qui permettent de réduire le calibre maximum des gros éléments des remblais rocheux durant le compactage :

I . 12. 3. 1. Rouleaux à segments

Les compacteurs automoteurs à pieds dameurs sont caractérisés par des vitesses de travail relativement élevées qui permettent l'obtention de rendement important malgré leur limitation du point de vue de l'épaisseur des couches à compacter (Biarez (1974)).

Enfin, il est à noter que le passage répété d'engins lourds et le désherbage ont eu notamment une influence notable sur le tassement. On parle alors de compactage, c'est à dire de diminution de la porosité du sol. La notion de porosité est importante pour le fonctionnement du sol car elle conditionne la circulation de l'air et de l'eau (Guilbault (2007)).

I . 12. 3. 2. Rouleaux à pieds dameurs

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30. C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor d'après Morel (1998).

Les compacteurs à pieds dameurs, actuellement sur le marché, sont de trois types :

- Les tandems, à articulation centrale ;
- Les tricycles ;
- Les quadri-roues.

Ils ont comme éléments agissant des cylindres métalliques hérissés de protubérances de forme généralement fixe appelés pieds de mouton mais nous verrons qu'il existe d'autres formes de protubérance de noms différents (pieds d'éléphant) d'après Biarez (1974).

- Rouleaux à pieds de mouton tractés ;
- Rouleaux à pieds dameurs automoteurs ;
- Rouleaux à grille.



Figure I . 22: Rouleau à pied dameur.

Le problème essentiel du compactage est de choisir le matériel le mieux adapté aux sols ou aux matériaux à cylindrer et de déterminer le nombre de passes économique. L'expérience joue dans ce domaine un rôle prépondérant et on est encore au début d'une recherche d'une théorie rationnelle du compactage.

Seules quelques directives générales peuvent être données qui permettent de dégrossir les problèmes pratiques. Ajoutons qu'il est fréquent que des opinions subjectives, basées sur une expérience fragmentaire, fassent quelquefois condamner aveuglément certains matériels.

Types de compacteurs	Principales utilisations	Sols recommandés		Épaisseur des couches (mm)	Nombre de passes	Vitesse (km/h)	Qualité du compactage
		Description	Symboles*				
Rouleaux à jantes lisses	<ul style="list-style-type: none"> Lissage des couches de sol Compactage de grandes surfaces Compactage du béton bitumineux 	<ul style="list-style-type: none"> Tous les sols Roche concassée Gravier et sable grossier et moyen 	GW, GP	150 à 250	6 à 12	3 à 12	Faible à moyenne
Rouleaux à pieds de mouton	<ul style="list-style-type: none"> Compactage de grandes surfaces Barrages en terre Remblais routiers 	<ul style="list-style-type: none"> Sols cohérents (argile et silt) 	GC, GM, SC, SM, CH, MH, OH, CL, ML, OL	150 à 300	3 à 12	6 à 9	Bonne
Rouleaux à pneus	<ul style="list-style-type: none"> Compactage de grandes surfaces Barrages en terre Remblais routiers 	<ul style="list-style-type: none"> Gravier et sable à granulométrie étalée Gravier silteux et argileux Sable silteux Gravier et sable à granulométrie serrée Sable argileux Sols cohérents organiques et inorganiques 	GW, GM, GC, SM, GP, SP, SC, CH, MH, OH	150 à 300	4 à 10	6 à 12	Bonne
Rouleaux vibrants	<ul style="list-style-type: none"> Compactage de grandes surfaces Remblais routiers Pistes d'atterrissage Stationnements Fondations de gros édifices 	<ul style="list-style-type: none"> Sols pulvérulents (gravier et sable propre) 	CL, ML, OL, GW, GP	150 à 300	2 à 8	3 à 6	Excellente
Plaques vibrantes	<ul style="list-style-type: none"> Compactage de petites surfaces Remblais difficiles d'accès Remblais près des murs de fondation ou de soutènement Fondations de trottoirs 	<ul style="list-style-type: none"> Sols pulvérulents 	SW, SP, GW, GP, SW, SP	100 à 200	2 à 8	3 à 6	Bonne à excellente

Figure I . 23: utilisation des principaux types de compacteurs.

I . 13. Conclusion

Dans le domaine du génie civil, on ne peut maîtriser l'art de construire sans pouvoir affronter les problèmes complexes que pose le compactage des sols et matériaux granulaires. Cela engendre des déformations qui entraînent une modification de la chaussée donnant à la surface de cette dernière un aspect différent de celui désiré.

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'objectif du compactage. D'autre part, nous avons évoqué les principaux facteurs, influençant le poids volumique sec des matériaux compactés, à savoir : la teneur en eau, la granularité, la teneur en fines et l'intensité de compactage. Et enfin, nous avons parlé sur les méthodes de compactage et les différents engins utilisés sur le chantier.

Dans le chapitre suivant on présentera les pathologies des chaussées mal compactées.

II . 1. Introduction

La pathologie est une science qui a pour objet l'étude de l'évolution de la durée de vie de l'ouvrage, des désordres qui peuvent apparaître, des méthodes de diagnostic qui permettent de déterminer l'état de santé de l'ouvrage.

Dès leur construction, les routes subissent des sollicitations qui font qu'elles se dégradent plus ou moins rapidement selon la qualité de la réalisation ainsi que l'agressivité de l'environnement de la route.

Pour pouvoir proposer des mesures raisonnables contre la dégradation des chaussées, il est nécessaire de comprendre leurs origines et leurs évolutions. Dans ce chapitre, on présentera les différents types de dégradations des chaussées mal compactées.

II . 2. Description et classification des principales dégradations

Les dégradations des chaussées, selon le catalogue des dégradations de surface des chaussées (LCPC, 1998), peuvent être divisées en quatre familles : les arrachements, les remontées de matériaux, les dégradations de déformations et les fissures.

Les deux premières familles reflètent la qualité de la couche de surface. Les deux dernières familles concernent la détérioration mécanique de la structure.

II . 3. Principales causes des dégradations

Les chaussées subissent une évolution et une détérioration principalement en raison du trafic lourd et des conditions météorologiques. La vitesse de cette évolution et les perturbations qui se manifestent sont aussi liées à la nature et à l'épaisseur des matériaux employés, ainsi qu'à leurs conditions de production et de mise en œuvre.

La qualité des matériaux

Elle est d'une importance capitale car il est difficile de faire une route de qualité à partir de matériaux aux caractéristiques médiocres. Les dégradations liées à la mauvaise qualité des matériaux peuvent être causées par :

- Une granulométrie incorrecte (mauvais compactage) : risque de nids de poule ;
- Un pourcentage élevé d'éléments inférieurs à 80µm en couche de base : risque d'orniérage ;
- Une dureté des granulats insuffisante : risque de fissuration ;
- Un bitume trop mou en pays chaud : risque d'affaissement et de bourrelet ;

- Un polissage rapide des granulats (spécialement pour les enrobés) : usure prématurée de la couche de roulement ;
- La présence de matières végétales dans les matériaux : risque de fissures ;
- La présence de matières argileuses dans des matériaux non stabilisés : risque accru de fissures.

La mise en œuvre

Bien que les dimensions soient correctes et que les matériaux utilisés soient de qualité supérieure, une mauvaise mise en place entraînera une route de mauvaise qualité, tant en ce qui concerne la préservation de l'intégrité de la chaussée que la sécurité et le confort des utilisateurs. De cette manière, différents problèmes de mise en place peuvent entraîner des dommages aux conséquences diverses :

- Défaut de compacité de l'assise et de la plateforme : conséquence, tassements différentiels conduisant à des ornières, des nids de poule ou des pelades.
- Poches de points faibles en couche de base : cassure du revêtement et une formation de nids de poule ou de flaches.
- Mauvaise mise en œuvre des bandes de revêtement : risque de fissure longitudinale de joint ;
- Mauvais accrochage du revêtement sur la couche de base : risque de décollement ; risque de faïençage précoce de la chaussée et ou de pelade du revêtement.
- Défauts de compacité aux accotements : affaissement sous la charge des poids lourds.

Pour pouvoir proposer des mesures raisonnables contre la dégradation des chaussées, il est nécessaire de comprendre, d'après Amair (2021), leurs origines et leurs évolutions.

II . 4. Types de pathologies de la chaussée

On distinguera trois types de pathologies :

- ❖ **Pathologie supérieure** : elle se produit sur la couche de roulement.
- ❖ **Pathologie semi-profonde** : elle se produit dans la couche supérieure ou la couche de base.
- ❖ **Pathologie profonde** : elle se produit dans la couche de forme, la couche de fondation ou dans le sol d'assise.

Il existe trois niveaux de sévérité pour chaque type de dégradation, comprenant les concepts suivants :

- Faible : Représente le stade initial de la dégradation : les premiers signes peuvent parfois se manifester de manière intermittente sur un segment de route, ce qui nécessite une attention particulière de l'évaluateur pour y repérer les signes de dégradation. La perception de ce niveau est souvent difficile pour un observateur

qui se déplace en véhicule à une vitesse d'environ 50 km/h. Le confort au roulement n'est pas altéré à la vitesse maximale autorisée ou l'est très peu.

- Moyen : Correspond à une détérioration continue et facilement visible pour un observateur qui se déplace à une vitesse d'environ 50 km/h. À la vitesse maximale autorisée, la plupart des dégradations réduisent considérablement le confort au roulement.
- Majeur : ce niveau signifie que la détérioration est plus prononcée et visible, même pour un observateur qui se déplace à la vitesse maximale autorisée. En général, on constate une diminution du confort lors du roulement et, dans certains cas, la sécurité à la vitesse maximale autorisée peut être compromise.

II . 5. Les pathologies de compactage

Il est possible que les défauts de compactage se manifestent par des fissures, des flashes, des glissements et des tassements différentiels, dont la fréquence d'apparition varie en fonction de l'importance des anomalies. Ainsi, le processus de compactage des matériaux est régulé par un objectif spécifique en ce qui concerne le taux de compactage à atteindre par rapport à une valeur de référence, établie en laboratoire à l'aide de l'essai Proctor, [Cahier Technique 01 : routes-inf.].

De plus, tout manque de compactage a également un impact sur la rigidité du matériau, ce qui entraîne une augmentation de la charge lors du passage des charges lourdes. Elle diminue la durée de vie de la chaussée. Il convient de souligner que les matériaux routiers nécessitent un minimum de compactage, assurant ainsi une rigidité et un comportement en fatigue. Donc, Le taux de compactage d'un matériau de chaussée influence sa rigidité.

Le processus de compactage des sols fait face à divers problèmes :

II . 5. 1. Le sur compactage

Il s'agit d'une diminution de la résistance ou de la densité superficielle du sol compacté en raison d'une augmentation de l'énergie de compactage ou de la teneur en eau.

Le sur-compactage des couches de surface entraîne une augmentation du risque d'orniérage et une absence de texture macro.

En revanche, le fait de sous-compacter les matériaux bitumineux peut également entraîner, en plus d'une diminution des caractéristiques mécaniques (modulation et fatigue), un risque d'orniérage après le montage.

II . 5. 2. Le feuilletage

Il s'agit d'un exemple spécifique de surcompactage où la résistance diminue en raison des cisaillements très importants générés par la bille de compacteur.

II .5.3.Le matelassage

C'est un phénomène de rebond élastique après le passage des engins causé par :

- le degré de saturation de l'optimum inférieur à 80% ;
- la perméabilité à l'air est nulle ;
- la perméabilité à l'air est très faible.

Une mauvaise qualité de compactage peut avoir un impact sur les couches de roulement souples (Bétons bitumineux, enduits superficiels) et engendrer l'apparition de différents désordres d'après Benammar et al., (2020)) tels que : les fissures longitudinales, affaissement des chaussées, la décohésion du sol, les ornières décrits ci-dessous.

II .5.4.Apparition de fissures longitudinales

Des fissures selon l'axe ou la rive et en forme de dents de scie.



Figure II . 1: apparition des fissures longitudinales sur les routes

II .5.5.Affaissement des chaussées

Les variations du niveau de profil longitudinal peuvent être localisées ou généralisées, que ce soit en fonction de l'axe de la rive ou transversale.

Niveau de sévérité :

Faible : il se caractérise par une pente dont la profondeur est inférieure à 20 mm en dessous de 3 mètres. La vitesse maximale autorisée ne compromet pas la sécurité et l'impact sur le confort au roulement est minime.

Moyen : dans ce cas, la dénivellation est de 20 à 40 mm sous la règle de 3 mètres. Lorsque la vitesse maximale est autorisée, la sécurité est légèrement impactée et le confort au roulement est légèrement réduit.

Majeur : une dénivellation dont la profondeur dépasse 40 mm sous la règle de 3 mètres. La sécurité est en danger lorsque la vitesse maximale est autorisée et le conducteur doit ralentir. Le confort lors du roulement est considérablement réduit.



Figure II . 2: affaissement d'une chaussée

II .5.6.Tassement

Abaissement du niveau de la chaussée.

Origine :

- Déformation permanente du sol support souvent observé au raccordement d'ouvrage d'art au droit de tranchées ;
- Changement de la teneur en eau de sol support ;
- Compactage insuffisant ;
- Trafic lourd important.



Figure II . 3: tassement d'une chaussée

II.5.7. Décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement

[Fédération nationale des travaux publics ; 13 Janvier 2015]

Ce genre de fissures se manifeste sur la surface d'un revêtement et favorise principalement l'infiltration de l'eau. À long terme, cela risque de détériorer le support et de causer des dommages irréversibles.



Figure II . 4: décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement

II.5.8. Ornières

Dépression longitudinale de faible rayon transversal, apparaissant dans les traces des atterrisseurs et éventuellement accompagnée d'un fluage des enrobés se matérialisant par un bourrelet en bordure de la déformation. Elle se rencontre généralement sur les postes de stationnement « nez dedans » et sur les voies de circulation.

Causes possibles

- instabilité des matériaux de la couche de base ou de la couche de roulement ;
- sous-dimensionnement du corps de chaussée ou fatigue excessive de la chaussée.

Niveaux de sévérité

Les niveaux de gravité sont fonction de la profondeur maximale sous la règle de 3 mètres posée transversalement sur la dégradation, indépendamment de la nature de la chaussée.

Faible : profondeur inférieure ou égale à 1 cm

Moyen : profondeur supérieure à 1 cm et inférieure ou égale à 2 cm

Majeur: profondeur supérieure à 2 cm



Figure II . 5: ornière dans les couches de chaussées

II .5.9.Les arrachements

On distingue dans cette famille : les nids de poules, la pelade et le dés enrobage.

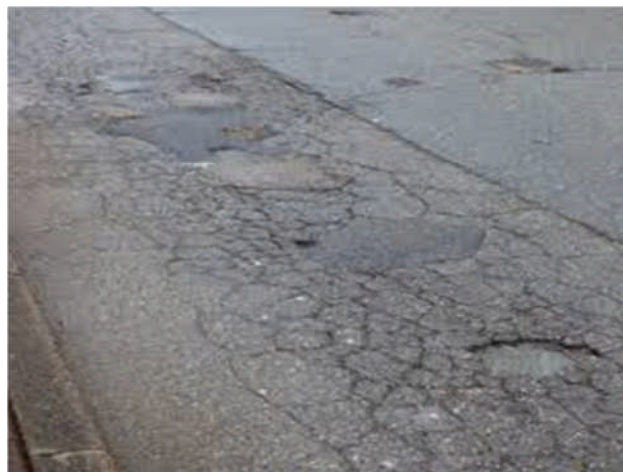


Figure II . 6: arrachement dans les couches d'une chaussée

Les nids de poules

Cavité de la surface de la chaussée due à des départs de matériaux.

- Causes possibles
 - Stade ultime de dégradation (notamment le faïençage) ;
 - Défaut localisé de la couche de roulement ou de base lors de la fabrication ou de la mise en œuvre des matériaux.



Figure II . 7: nids de poule dans les couches d'une chaussée

La pelade

C'est un arrachement de la couche de roulement par plaques.

Causes possibles

- épaisseur insuffisante de la couche de roulement ;
- défaut d'accrochage de la couche de roulement (nettoyage insuffisant avant la mise en œuvre de la couche de roulement, absence de couche d'accrochage, présence d'eau à l'interface).

Niveaux de sévérité

Le niveau de gravité est systématiquement considéré élevé.



Figure II . 8: pelades dans les couches d'une chaussée.

Désenrobage

Séparation du mastic (liant ± fines) et des granulats avec éventuellement départs de ces derniers.

Causes possibles

- Vieillissement du liant ;
- mise en œuvre sous conditions météorologiques défavorables ;
- actions physico-chimiques dues aux méthodes de déglacage (produits chimiques, thermo soufflage) ou aux méthodes de dégommeage ;
- stagnation d'eau sur la chaussée ;
- brûlures dues au souffle des réacteurs.

Niveaux de sévérité

Faible: déchaussement de granulats avec départs légers

Moyen : départ important de granulats

Majeur: départ massif de granulats

Cette dégradation est mieux mise en évidence lorsque le revêtement est humide.

II.6. Conclusion

Toute structure de chaussée va se dégrader sous l'action de plusieurs facteurs. Pour pouvoir mener un diagnostic efficace, il est important de connaître les différents types de pathologies et désordres pouvant affecter les structures de chaussée.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes pathologies des chaussées causées par le compactage.

Dans le chapitre suivant on présentera le rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée.

III.1.Introduction

Un matériau se compose de matière et d'espaces vides. Ces espaces vacants peuvent être remplis par de l'air ou de l'eau. Cependant, la matière est la seule composante qui possède une résistance, c'est-à-dire la seule composante du matériau capable de supporter les forces et les transmissions. De cette manière, plus une matière est composée, plus elle est résistante, et inversement, plus un matériau contient des vides, moins il est résistant. Il est donc crucial d'observer et de comprendre la compacité d'un matériau, car la compacité est un indicateur de la résistance du matériau. Cela implique que la seule dimension de la compacité ne permet pas de déterminer la résistance d'un matériau. La résistance est également influencée par d'autres éléments tels que la nature du matériau et aussi sa granulométrie.

Le but principal de ce chapitre est de présenter le rôle de la granulométrie et de la compacité dans les corps de chaussée.

III.2.Définition de la granulométrie

La granulométrie consiste à analyser la distribution des éléments d'une roche, d'un gravier ou d'un sable en fonction de leur taille. Il consiste à évaluer les dimensions des particules agrégées et à évaluer leurs pourcentages respectifs, en analysant leur taille et en étudiant la répartition de la taille des grains.

III.2.1.Les différents type d'analyse granulométrique

Pour bien décrire un sol, il faut donc connaître sa granulométrie, c'est-à-dire la répartition de ses particules suivant leur diamètre équivalent. Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols :

III.2.2.Analyse granulométrique par tamisage

L'essai consiste à faire passer un échantillon représentatif de sol à travers des tamis superposés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas. Les particules les plus grosses restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts, tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inférieurs.

Mécaniquement ou manuellement, on soumet les tamis à des mouvements horizontaux et verticaux de façon à laisser l'échantillon de sol constamment en contact avec la surface des tamis et ainsi augmenter l'efficacité du tamisage. Les particules retenues sur un tamis portent le nom de refus, alors que la quantité de sol ayant traversé un tamis s'appelle tamisât.

Lorsque les masses retenues sur chaque tamis deviennent constantes, le tamisage est terminé et tous les refus sont pesés. La masse de chaque refus est ensuite comparée à la masse totale de l'échantillon, ce qui permet de calculer les pourcentages de refus cumulatif et de passant.

On exprime la distribution granulométrique d'un sol en se servant de la dimension des ouvertures de chaque tamis et du pourcentage de passant de chacun. Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique ou ils construisent une courbe granulométrique.



Figure III. 1: Analyse granulométrique par voie sèche à l'aide d'une tamiseuse.

III.2.3. Analyse granulométrique par sédimentation

Par sédimentation, on peut évaluer la répartition en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80 micromètres) d'un échantillon de granulats, toujours en fonction des dimensions, en mesurant le temps nécessaire pour que les particules fines se décantent. La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. De cette manière, il sera possible de saisir la distribution des différentes catégories granulaires dans le matériau et de repérer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes catégories granulaires.

L'expression classique de cette analyse est la courbe granulométrique caractérisée par les indices suivants :

Coefficient d'uniformité :

Rapport des dimensions des mailles de tamis pour lesquels il y a respectivement 60% et 10% de passant : $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

d₆₀ et d₁₀ : Diamètres des tamis correspondant respectivement à 60% et 10 % du passant cumulé sur la courbe granulométrique.

Il caractérise la répartition en taille des éléments qui composent un matériau.

Coefficient de courbure :

Rapport des dimensions des mailles de tamis défini par : $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$

d_{60} , d_{30} et d_{10} : Diamètre des tamis correspondant respectivement à 60%, 30 % et 10 % du passant cumulé sur la courbe granulométrique.

Il permet de décrire la forme de la courbe granulométrique.

Tableau III. 1. Exemple de présentation des résultats d'une analyse granulométrique <https://www.google.com/essai-laboratoire.blogspot.com>

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisé cumulés (%)
5	000.0	000.0	00.00	100
2.5	161.0	161.0	16.10	83.90
1.25	136.0	297.0	29.70	70.30
0.63	177.0	474.0	47.40	52.60
0.315	304.0	778.0	77.80	22.20
0.16	152.0	930.0	93.00	07.00
0.08	054.0	984.0	98.40	01.60
fond	007.5	991.5	99.15	00.85

Les courbes granulométriques présentent les informations suivantes :

- Les limites d et D de la classe granulaire ;
- La proportion plus ou moins importante d'éléments fins ;
- La continuité ou la discontinuité de la granularité.

De plus, les couches de chaussée sont influencées par le type de granulométrie (granulométrie continue et granulométrie discontinue). La courbe granulométrique offre de nombreuses informations précieuses pour saisir l'origine du matériau, anticiper ses caractéristiques mécaniques et hydrauliques, qu'elles soient saturées ou non (Chapuis, 2016). Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont également fortement influencées par elle (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentation dynamique).

Un sol ayant une granulométrie étalée permettra d'augmenter les performances en termes de rigidité et de résistance à l'érosion (Thompson et Visser, 2000b; Thompson, 2011). La taille maximale des particules recommandée varie selon les auteurs, et peut-être de 25 mm (Kumar, 2000), 40 mm (Kaufman et Ault, 1977; Thompson et Visser, 2006b). L'augmentation de la taille maximale des particules permet généralement d'augmenter la résistance et la rigidité.

III.3. Le fuseau granulométrique

Il s'agit d'une notion essentielle pour définir avec précision la granularité d'un matériau, qu'il s'agisse de roches meubles, ou de granulats élaborés. Le fuseau granulométrique se définit comme l'enveloppe de la série de courbes granulométriques obtenues (ou à obtenir, s'il s'agit d'une spécification) sur le matériau étudié (ou livré, ou à livrer, s'il s'agit d'une spécification). Il est en général déterminé par traitement statistique (Prax, 1979).

De très nombreuses classifications granulométriques ont été proposées, notamment par A. Atterberg, F. Rinne, J. Bourcart. Les limites entre les catégories distinguées correspondent en général à des changements des propriétés mécaniques et physiques des grains.

Selon (Jeuffroy & Raymond Sauterey, Cours de routes, contrôles de qualité, 1991), on distingue trois sortes de fuseaux granulométriques dans le cas des routes :

- le fuseau de régularité, ou de tolérance, qui définit l'étendue de la zone dans laquelle doivent se situer 95 % des courbes obtenues au cours du contrôle ;
- Le fuseau de spécification qui est propre à la technique considérée, celui qui définit la zone dans laquelle doivent se situer les fuseaux de tolérance ;

Le fuseau de fabrication, qui contient 95 % des courbes granulométriques du matériau fabriqué. Un fuseau de fabrication est entièrement inclus dans le fuseau de régularité. Sa définition requière au moins 15 valeurs afin d'être suffisamment représentatif et est établi par le producteur de granulats.

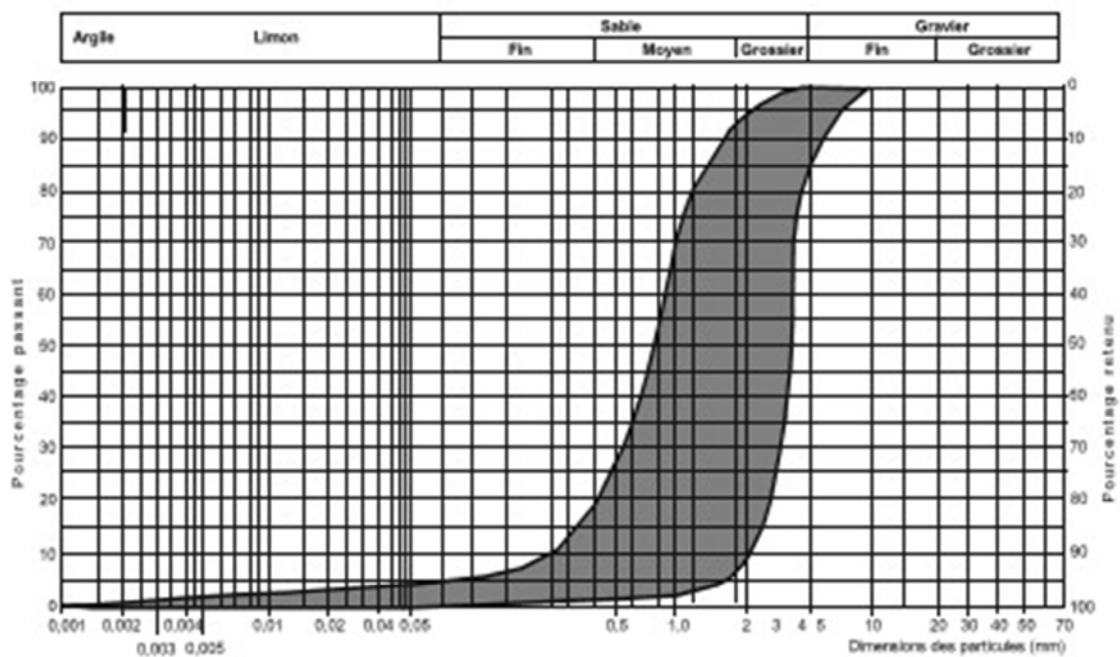


Figure III. 2: Exemple de fuseau granulométrique d'un sable filtrant
https://www.spanc66.fr/wp-content/uploads/2019/04/fuseau_granul_petit.jpg

III.4. Les classes granulaires

La classe granulaire permet de distinguer un granulat d'un autre granulat en fonction de ses diamètres minimal et maximal. Une classe est écrite de manière normalisée d/D , avec le petit « d » représentant le diamètre le plus petit du granulat inclus dans la classe, tandis que le

grand « D » représente le diamètre le plus grand du granulat. Un autre type d'écriture d'une classe peut également être trouvé sous la forme (D-d).

La définition d'une classe granulaire se fait en analysant la courbe granulométrique. Le diamètre le plus petit est situé au début de la courbe, habituellement à gauche, tandis que le diamètre le plus grand est donc à droite. Le diamètre réduit devient significatif lorsque la valeur de son tamisât cumulé atteint la première valeur de 5 %. Le diamètre le plus élevé devient significatif lorsque la valeur de son refus total est la dernière à atteindre 5 %.

Tableau III. 2: Les différentes classes granulaires d'un granulat.

Classes granulaires des granulats		
Appellation		Dimension de la maille des tamis en (mm)
Pierres cassées et cailloux	Gros	50 à 80
	moyens	31.5 à 50
	petits	20 à 31.5
Gravillons	Gros	12.5 à 20
	moyens	8 à 12.5
	petits	5 à 8
Sable	Gros	1.25 à 5
	moyens	0.31 à 1.25
	petits	0.08 à 0.31
Fines, farines et fillers		Inferieur à 0.08

III.5.Rôle de la granulométrie

Trois facteurs interviennent :

1. Le pourcentage de fines ;
2. Le calibre des gros éléments ;
3. La forme de la courbe granulométrique ;
4. La forme des grains et la dureté de la roche.

III.5.1.Le pourcentage de fines (ou filler)

C'est-à-dire d'éléments passant à 0.08 mm, joue un rôle important. Si ce pourcentage est nul ou simplement insuffisant, le matériau est peu compact, difficile à serrer s'il n'est pas concassé. S'il est excessif il y a formation de boue au compactage ; les fines peuvent nécessiter un arrosage important et parfois manifester une tendance à se déformer à volume constant sous les cylindres. La granulométrie de ces fines, et surtout leurs nature minéralogique, jouent un rôle. On admet en général que le pourcentage des fines doit rester compris entre 5 et 15 %, cette fourchette constituant un maximum.

III.5.2.Le calibre de gros éléments

Le calibre supérieur joue un rôle important, car il conditionne à la fois la ségrégation et l'épaisseur de couche répandue. On rappelle que la ségrégation est le phénomène de séparation des grains par tailles, sorte de criblage naturel, qui conduit à des hétérogénéités

granulométriques préjudiciables à la tenue de la chaussée. L'aspect le plus connu de ce phénomène est l'accumulation des gros grains au pied des tas constitués par déversement de bennes de camions ou de tout autre engin.

Les gros grains sont généralement soumis à deux sortes de forces lors des manipulations : les la pesanteur et le frottement des grains voisins. Les efforts de la deuxième sorte sont relativement d'autant plus importants que la surface offerte aux divers contacts. C'est pourquoi les matériaux ségrégent en général par classement gravitaire, les gros grains ont tendance à se séparer de l'ensemble et cela d'autant plus qu'ils sont plus gros.

Certains procédés de compactage par vibration peuvent entraîner une ségrégation verticale soit par remontée de sable, soit par descente de sable. L'humidification permet de réduire la ségrégation par agglutination des grains fins après les gros. Toujours est-il que l'on a le plus grand intérêt à limiter le calibre supérieur à une valeur faible. Comme ceci conduit à une augmentation du prix des matériaux concassés et que, d'autre part, il serait dangereux de descendre jusqu'aux gros sables, on s'arrête en général à 30 à 35 mm pour les couches de base et 50 à 60 mm pour les fondations (JEUFFROY.G, Tome 2,1974).

L'influence de la granularité apparaît avec la dimension du plus gros élément (D) du mélange. Pour un même granulat la diminution du D permet en général, d'augmenter la déformabilité avant rupture en améliorant l'homogénéité des mélanges et en multipliant les liaisons liant granulat.

Par ailleurs, la réduction de D permet, pour une même résistance, d'obtenir des modules de déformations moins élevés, donc d'augmenter la déformabilité des matériaux traités.

III.5.3.La forme de la courbe granulométrique

Elle conditionne l'aptitude au compactage, l'absence de ségrégation et de la compacité du matériau compacté. Plus les contacts entre grains seront nombreux, plus la couche sera stable. Plus le matériau sera compact, moins on risquera de voir se produire des déplacements des grains et par la suite des tassements. A cet égard, ce sont donc les courbes continues les plus satisfaisantes. Une courbe telle que la courbe 1(**figure III.3**), quoique continue, montre que 80% des grains ont un calibre à 20 mm. Le 20% restant ne suffiront certainement pas à combler les vides et, lors de la mise en œuvre et du compactage, toutes les fines vont descendre au fond de la couche. La courbe 2 au contraire est celle d'un sable dans lequel se promènent quelques graviers, qui ne jouent aucun rôle. Un tel matériau n'aura guère de stabilité. Une courbe telle que 3 enfin, parfaitement graduée, est l'indice d'un matériau convenable (JEUFFROY.G, Tome 2,1974).Les matériaux à granulométrie discontinue peuvent présenter une bonne compacité et être stables.

III.5.4.La forme des grains et la dureté de la roche

La forme est un facteur du deuxième ordre, mais qui n'est pas toujours négligeable. Des matériaux entièrement concassés, très anguleux et de roche très dure, ne se mettent pas toujours facilement en place. La compacité après compactage peut ne pas être très élevée, à

moins que la granulométrie soit parfaitement étudiée (JEUFFROY.G, Tome 2,1974). A cet égard, les graves concassées ou semi-concassées, qui comportent une fraction importante de sable rond, sont plus maniables et plus aisément compactables. On peut également corriger un matériau concassé par adjonction d'un sable roulé qui facilite le compactage.

III.6.Compacité des matériaux granulaires

La compacité est un volume occupé par un matériau granulaire qui dépend en grande partie de l'arrangement des grains [Bauchy, (2007)]. Ces derniers se mettent en contact les uns avec les autres tout en laissant un espace inoccupé qui constitue les pores entre les grains. Le volume total est donc la somme de deux volumes :

- Le volume occupé par les grains,
- Le volume des pores.

Le matériau est d'autant plus compact que le volume des pores est réduit. La fraction du volume occupée par les grains par rapport au volume total s'appelle compacité.

III.6.1.Mesure de la compacité d'un granulat

La mesure de la compacité s'obtient par la mesure de volume apparent et de volume absolu du granulat.

- Le volume apparent est mesuré directement par versement des granulats sans tassement dans un récipient de volume connu.
- Le volume absolu est mesuré par immersion complète du granulat dans une éprouvette graduée (Hanini 2012)).

III.6.2.Méthodes de mesure de la compacité

Plusieurs méthodes permettent de mesurer la compacité ; Elles se résument comme suit :

- Méthode de versement simple ;
- Méthode de Piquage ;
- Méthode de vibration avec compression ;
- Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses ;

III.6.3.Type de compacité

Il existe deux types de compacité : la compacité virtuelle et la compacité réelle. La compacité virtuelle est une propriété non physique qui se manifeste par une intégration dans un environnement infini avec une énergie infinie. Par contre la compacité réelle correspond à la proportion de "plein" dans le mélange granulaire placé dans un milieu infini avec une énergie non infinie.

III.6.4. Modèles de prévision de la compacité des milieux granulaires

La prévision de la compacité d'un mélange de grains secs est une vieille question, commune à bien des domaines techniques et scientifiques. Dans le domaine de la formulation des matériaux granulaires, on se restreint généralement à la question de la détermination des granularités conduisant aux compacités les plus fortes.

Devant les difficultés théoriques qu'elle soulève (Sedran, (1999)), l'approche générale consiste à rechercher, par l'expérience, des distributions granulaires compactes et à tenter de s'en rapprocher en combinant les matériaux dont on dispose.

Il existe plusieurs modèles pour approcher cette compacité des matériaux granulaires, nous distinguerons les modèles suivants :

- Modèle Linéaire de Compacité (MLC)
- Mélanges binaires sans interactions ;
- Modèle d'empilement virtuel ;
- Modèle de Suspension Solide (MSS) ;
- Modèle d'Empilement Compressible (MEC).

III.7. Les facteurs influençant la compacité

III.7.1. Effet de la taille et la forme des grains

La distribution des tailles et la forme des grains sont les deux principales propriétés qui affectent l'empilement. Pour des particules sphériques unies modales supérieures à 100 microns, la compacité est indépendante du diamètre moyen et ne dépend que de l'énergie de serrage. En revanche, pour des particules inférieures à 100 microns, la compacité diminue avec la diminution du diamètre moyen. Ceci est causé par la prépondérance des forces cohésives par rapport aux forces gravitationnelles [Cumberland, (1987)] et [German, (1989)].

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 [Cumberland, (1987)] et [German, (1989)]. 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)] et [German, (1989)].

Pour un mélange de grain de même taille, les granulats roulés avec leurs formes sont plus compacts que les grains concassés [De Larrard, (2000)]. La « figure (III.6) », montre bien que pour les grains roulés, la compacité réelle est comprise entre 0,6 et 0,64, tandis qu'elle est plus faible pour les grains concassés et elle est de l'ordre de 0,53 à 0,58 selon l'intensité de serrage.

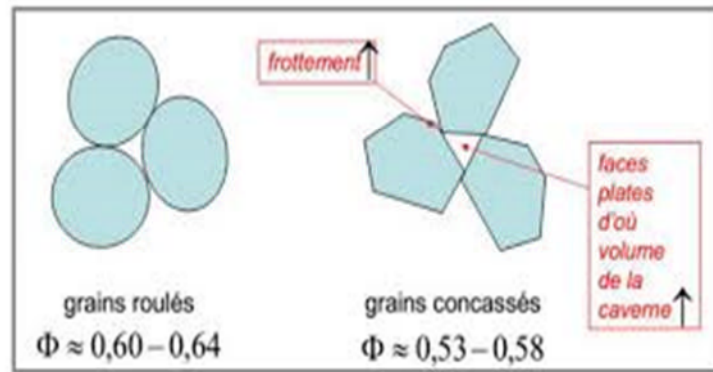


Figure III. 3: Valeur des compacités pour des grains roulés et concassés [DE Larrard F., (2000)].

III.7.2. Effet de la paroi du récipient et des gros granulats

- **Effet de la paroi du récipient**

La présence de paroi diminue le volume réellement occupé par les grains. Celle-ci est comme un obstacle contre lequel la structure, plutôt régulière, des granulats est modifiée, ces derniers ne pouvant faire autrement que de venir se ranger contre la surface de la moule rencontrée. Contre et près de la paroi du récipient, le positionnement des particules n'est pas libre et des irrégularités dans l'empilement apparaissent.

La compacité γ est donc plus faible qu'au milieu du récipient. Cet effet, plus prononcé au niveau des coins du récipient ou pour des particules irrégulières, disparaît pour un rapport « Diamètre du récipient d_R / diamètre des particules d » > 10 .

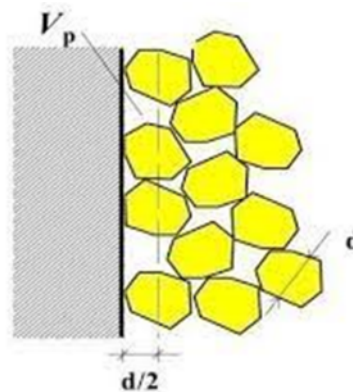


Figure III. 4: Effet de la paroi du récipient [De Larrard, (2000)].

- **Effet de la paroi des gros granulats**

Lorsqu'un grain grossier est introduit dans un empilement de grains fins, sa surface va venir perturber l'arrangement granulaire des grains fins et augmenter localement la porosité intergranulaire (Larrard et col. Partie I -1994).

III.7.3. Effet de desserrement

Cet effet se traduit par le fait que lorsqu'un grain de taille inférieure n'est pas suffisamment fin pour s'introduire dans la porosité de l'empilement des grains de taille supérieure, il déstructure ce dernier. En effet, en venant s'intercaler entre les gros, il induit un relâchement de la structure et créer localement une augmentation de la porosité (De Larrard et Coll, Partie I -1994).

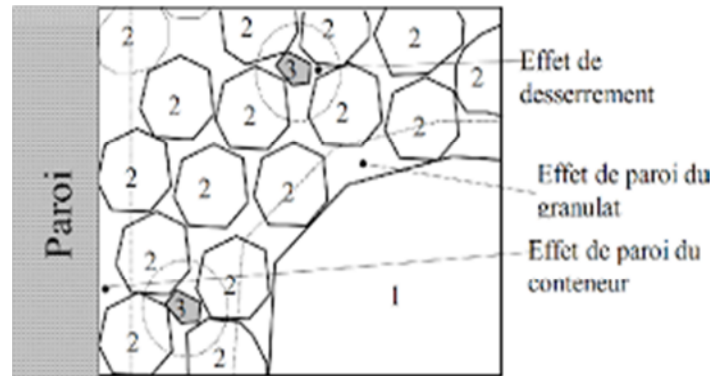


Figure III. 5: Effet de desserrement et de paroi du granulat [de Larrard, (1988)].

III.7.4. Effet du mode de mise en place (l'énergie de serrage)

Le fait d'appliquer une énergie de serrage sur l'empilement, par exemple à l'aide de vibrations ou de chocs appliqués sur le récipient, cette énergie permet d'augmenter la compacité. Ceci favorise la migration des fines particules dans les interstices formés entre les grosses d'après (German, (1989)).

Dans la figure (III.7) nous remarquons que la compacité varie d'une façon croissante avec l'augmentation de l'énergie de serrage.

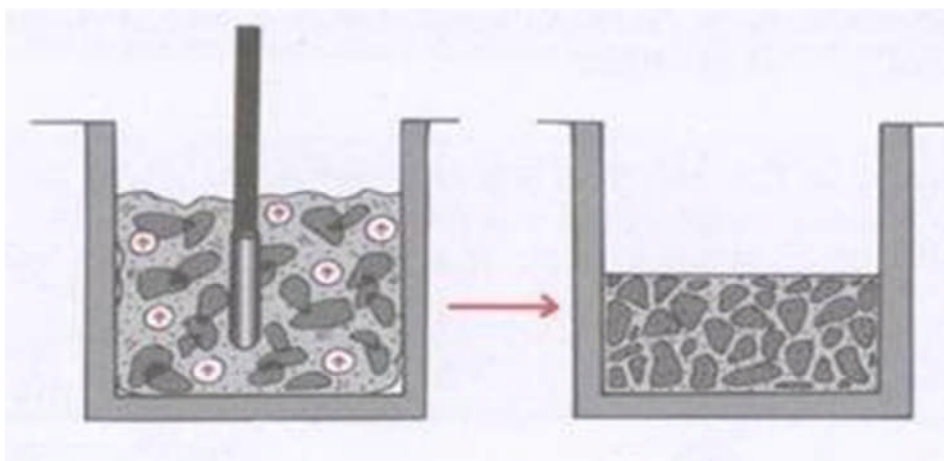


Figure III. 6: effet de l'énergie de serrage sur la compacité (DeLarrard, (2000)).

III.7.5. Effet de la ségrégation

La ségrégation est principalement causée par des différences de tailles (à partir d'un rapport de tailles supérieur à 6) et de masses volumiques réelles entre particules. Ceci se traduit par une séparation entre les grosses qui migrent à la surface de l'empilement, et les plus fines qui se retrouvent au fond du récipient en passant à travers le squelette granulaire formé par les grosses.

Ce phénomène est cependant moins marqué pour des particules cohésives ($d < 100\mu\text{m}$) et de formes irrégulières (German, (1989)).

III.7.6. Effet de l'étendue granulaire

Kechkar & al. 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 : $0.3 < a < 0.425 < b < 0.6 < c < 1.18 < d < 2 < e < 3.35 < f < 5 < g < 6.63$ mm.

Neuf mélanges, d'étendue variable, ont été préparés de 0.13 à 0.74. Pour la réalisation des mélanges, les auteurs ont choisi des proportions de petits grains y_2 par incrément successif de 10%. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure (III.8)

La figure (III.8) montre 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.

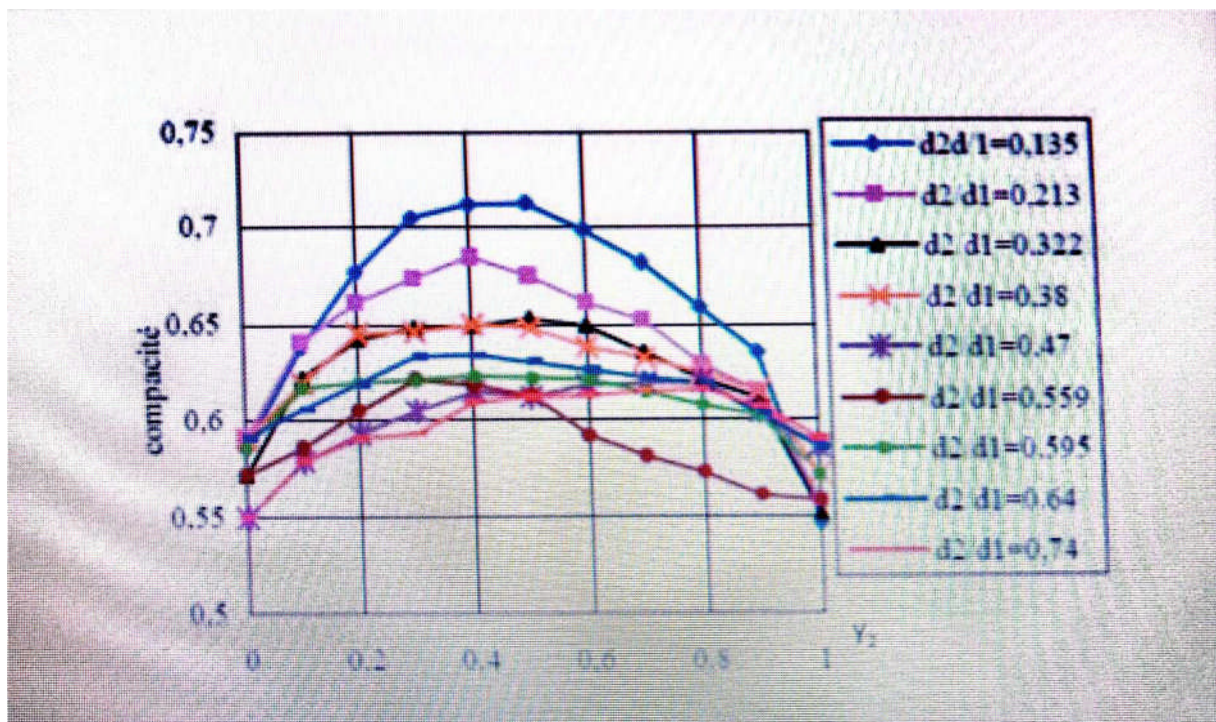


Figure III. 7: Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar & al., (2008)).

III.7.7. 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 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.

La compacité augmente avec le coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$. 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). Cette distribution de la taille des pores, a été largement reconnue comme étant liée aux propriétés mécaniques, telles que la résistance au cisaillement, la compressibilité et la capacité de rétention d'eau. Ainsi, La distribution granulométrique a une influence majeure sur le compactage et les caractéristiques mécaniques des matériaux des chaussées.

III.7.8. Contrôle de la compacité

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le degré de compacité (D_c (%)) = $\gamma_{dchant} / \gamma_{dopt}$) 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 (γ_{dchant}) avec celui du laboratoire (γ_{dopt}). Ce degré s'approche de 100% lorsque la valeur de (γ_{dchant}) s'approche de celle de (γ_{dopt}). En général les CPS (cahier des prescriptions spéciales) exigent un $D_c \geq 95\%$.

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, (Hadji R. (2019)). Nous distinguerons :

- a) Densitomètre à membrane (NF P94-061-2) ;
- b) Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1) ;
- c) Le Soil Density Gauge (SDG).
- d) L'essai à la plaque

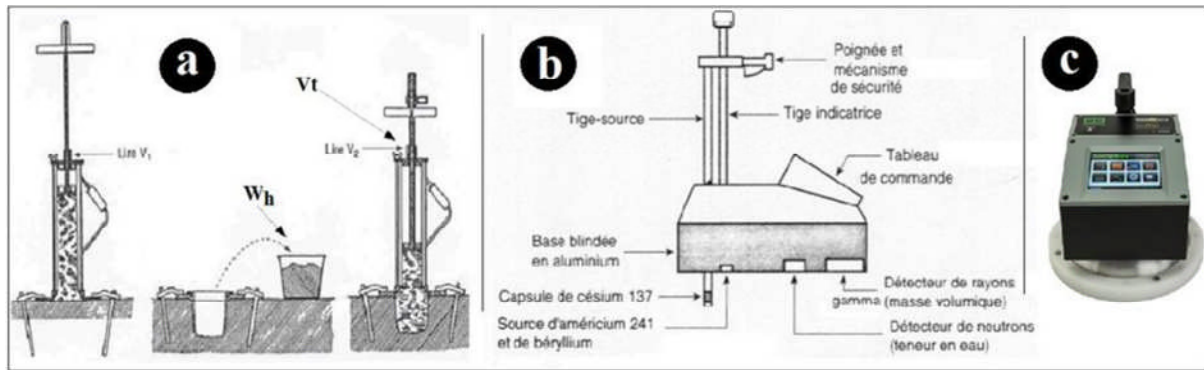


Figure III. 8: Différentes méthodes pour mesurer la compacité.

III.8. Conclusion

Nous avons présenté dans ce 3^{ème} chapitre deux paramètres : la granulométrie et la compacité. L'espace et le nombre de contacts entre les particules déterminent directement la compacité d'un milieu granulaire. Elle est influencée par différentes caractéristiques telles que (la répartition de la taille et de la forme des particules, la structure du récipient et du gros granulat, la compression entre les particules et le mode de mise en place). Il est essentiel de sélectionner un mélange approprié en fonction de la granulométrie afin d'atteindre la bonne compacité. C'est pourquoi on dit que la taille d'un mélange est proportionnelle à sa granulométrie.

IV. 1. Introduction

En mécanique des sols, on attache une grande importance à la rigueur dans la définition des caractéristiques physiques des sols, car elles serviront par la suite à en décrire les propriétés mécaniques et hydrauliques. Certaines de ces caractéristiques se mesurent aisément sur le terrain ou en laboratoire.

En effet, l'étude de qualification des matériaux à utiliser comprend l'identification à partir des paramètres de sol (décrits précédemment), leur localisation dans le profil géotechnique, et leur estimation à partir des essais géotechniques.

Dans ce chapitre, on présentera les différents essais d'identification (essais réalisés au laboratoire).

IV. 2. Programme expérimental

Le programme expérimental prévu est conforme aux besoins de l'étude. Il consiste essentiellement à caractériser complètement l'essentiel des matériaux disponibles (granulat, sable et gravier).

Ce programme d'identification repose sur les essais suivants :

1. **La masse volumique sèche par la pesée hydrostatique ;**
2. **La masse volumique des grains solides, méthode de pycnomètre ;**
3. **L'indice des vides ;**
4. **La teneur en eau naturelle ;**
5. **Essai de Los Angeles ;**
6. **Essai de Micro Deval ;**
7. **Essai de dégradabilité des matériaux rocheux ;**
8. **Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux.**

IV. 3. Généralités sur les granulats

Un granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux, qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) se situe dans l'une des 6 familles suivantes :

- Fillers
- Sablons
- Sables
- Graves
- Gravillons
- Ballast

Les granulats sont utilisés pour la réalisation d'ouvrages de Génie Civil, de travaux routiers et de bâtiments.

Ils sont obtenus :

- en exploitant des gisements de sables et de graviers d'origine alluvionnaire, terrestre ou marine ;
- en concassant des roches massives ;
- ou encore par recyclage de produits tels que les bétons de démolition.

Leurs natures, leurs formes et leurs caractéristiques varient en fonction des gisements et des techniques de production.

Les granulats sont classés en fonction de leur granularité (distribution dimensionnelle des grains) déterminée par analyse granulométrique à l'aide de tamis.

Un granulat est désigné par sa classe granulaire exprimée par le couple d/D ou $0/D$ avec :

d : dimension inférieure du granulat

D : dimension supérieure du granulat.

Les granulats doivent répondre à des exigences et des critères de qualité et de régularité qui dépendent, d'une part, de la nature de la roche (résistance aux chocs et à l'usure, caractéristiques physico-chimiques,...) et, d'autre part, de caractéristiques physiques liées au processus d'élaboration des granulats (dimensions, formes, propreté,...).

Les granulats sont donc spécifiés par deux types de caractéristiques : Caractéristiques intrinsèques, liées à la nature minéralogique de la roche et à la qualité du gisement.

Un granulat, en fonction de sa nature et de son origine, peut-être :

- **Naturel** : d'origine minérale, issus de roches meubles (alluvions fluviales ou marines) ou de roches massives (roches éruptives, calcaires, métamorphiques...), n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique (tels que concassage, broyage, criblage, lavage).
- **Artificiel** : d'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant par exemple des transformations thermiques : sous-produits industriels, granulats réfractaires
- **Recyclé** : obtenu par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments ou des structures de chaussées.

IV. 4. Les matériaux utilisés au laboratoire

Lors de la sélection des matériaux pour cette étude, on a opté pour des granulats de sable et de gravier. Les granulats utilisés dans le laboratoire proviennent d'un matériau local avec des grains de tailles allant de 0 à 20 mm.

On utilise différentes catégories de matériaux granulaires : fines (0/2)mm, sable de classe (2/4) mm, gravillons de classe (4/6.3) mm, (6.3/10) mm, (10/16) mm et (16/20) mm, acquis par l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Les figures (IV.1) et (IV.2) montrent la source et la nature des granulats exploités au laboratoire.



Figure 1: Dépôt des classes granulaires de l'université MOULOUD Mammeri de Tizi-Ouzou



Figure 2: Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.

IV. 4. 1. Préparation des matériaux

Il est essentiel de vérifier la propreté des granulats utilisés, car la présence d'impuretés peut altérer les résultats des essais. Afin d'éliminer les impuretés indésirables, nous avons choisi de procéder à un lavage général des échantillons (voir figure IV.3) puis de les sécher à l'étuve pendant 24 heures à une température de 105°.

IV. 5. Les essais d'identification

Afin d'approfondir notre compréhension du comportement mécanique des matériaux étudiés, ils sont d'abord soumis à une série d'essais d'identification afin de déterminer leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

IV. 5. 1. Propriétés physiques des granulats au laboratoire

IV. 5. 1.1. Masse volumique des grains solides (Méthode de pycnomètre)

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour but de mesurer la masse volumique des grains solides de sol à l'aide d'un pycnomètre à eau distillée ou déminéralisée. Il s'agit d'échantillons d'éléments de taille inférieure à 2 mm.

On sèche l'échantillon de sol à l'étuve avant de le peser. On déduit le volume des particules en utilisant un pycnomètre pour remplacer l'eau de masse volumique connue par des particules solides.

La densité des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \frac{\rho_w(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1 + M_2 - M_3)}$$

Mode opératoire

- Peser le 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 à 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 30 min ;
- Enfin peser l'ensemble pycnomètre + l'eau distillée (M4).



Figure 3: Mode opératoire de l'essai au pycnomètre.

Résultats De l'essai

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.

Paramètres	Valeur (g)
M_1	207
M_2	257
M_3	787.5
M_4	758.6

$$\rho_s = 2.37 \text{ g/cm}^3$$

IV. 5. 1.2. Masse volumique sèche par pesée hydrostatique

La pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) permet de calculer la masse volumique sèche d'un échantillon de roche conformément à la norme NF P94-064. L'essai implique la pesée de l'échantillon à l'air libre, puis une seconde pesée après paraffinage, et enfin la repesée du tout dans l'eau.



Figure 4: Mode opératoire de la pesée hydrostatique.

La masse volumique déterminée par l'équation suivante :

$$\rho_d = \frac{M_r}{\frac{M_{rp} - M'_{rp}}{\rho_w} + \frac{M_{rp} - M_r}{\rho_p}}$$

Avec:

M_r : Masse de la roche ;

M_{rp} : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;

M'_{rp} : Masse de la roche paraffinée dans l'eau;

ρ_p : Masse volumique de la paraffine = 0,88g/cm³;

ρ_w : Masse volumique de l'eau = 1g/cm³.

Résultats De l'essai

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais réalisés

Tableau 2: Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Paramètres	Echantillons		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Masse de la roche (M_r)	6.6	4.4	4.1
Masse de la roche paraffinée à l'air libre (M_{rp})	7.4	5.3	4.5
Masse de la roche paraffinée dans l'eau (M'_{rp})	4	2.5	2.5
Masse volumique sèche (ρ_d)	2.65	2.47	2.65
Moyenne	$\rho_d = 2.65 \text{ g/cm}^3$		

Le tableau ci-dessous qui présente la classification des matériaux selon la masse volumique sèche permet de classer le matériau utilisé.

Tableau 3: Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.

ρ_d	appréciation
<1.6	Faible
1.6-1.8	Moyenne
>1.8	Dense

En se référant au **tableauIV.3**, on constate que les matériaux utilisés sont **des graves denses**. (Norme NF P94-064)

IV. 5. 1. 3. Indice des vides

L'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il permet de savoir si notre matériau est serré ou lâche. Il est déterminé par la relation suivante:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{l'indice des vides peut être supérieure à 1}).$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (\text{nombre absolu})$$

$$e = 0.11$$

IV. 5. 1. 4. Teneur en eau (w)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle (m_w) par la masse des grains solides; est déterminée selon la norme NFP94-050 (méthode par étuvage).

L'essai consiste à déterminer la masse d'eau qui s'est évaporée après un séchage prolongé du sol, dans une étuve pendant 24 h à 75°, et de la rapporter à la masse sèche du sol. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$W = \frac{M_h - M_s}{M_s} * 100$$

$$W = \frac{3000 - 2998}{2998} * 100$$

Tableau 4: Détermination de la teneur en eau.

Matériau	W (%)
Gravier	0.067

Le matériau étudié présente une teneur en eau faible ; ceci peut être expliqué par le fait que le matériau est prélevé en période estivale et donc influencé par l'effet de la température.

IV. 5. 2. Propriétés mécaniques des granulats au laboratoire

Ce sont des essais importants pour les granulats routiers. En effet, le passage répété de véhicules conduit à émousser, à polir progressivement les granulats et ainsi à diminuer l'adhérence des pneumatiques sur la chaussée.

IV.5.2.1. Essai Los Angeles

Définition et but de l'essai (NF P18 573)

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.

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. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). 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 choisie comme le montre le tableau suivant :

Tableau 5: Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Classes granulaires (mm)	Fractions	Nombre de boulets	Poids totale de la charge (g)	Poids des fractions
4-6.3		7	3080±20	5000±2
6.3-10		9	3960±25	5000±2
10-14		11	4840±25	5000±2
10-25	10-16	11	4840±25	3000
	16-25	11	4840±25	2000
16-31.6	16-25	12	5280±25	2000
	25-31.6	12	5280±25	3000
25-50	25-40	12	5280±25	3000
	40-50	12	5280±25	2000

On procède au lavage de l'échantillon en récupérant le refus au tamis de 1.6mm. Ce dernier est séché, puis pesé, ce qui nous permettra de calculer le coefficient Los Angeles (LA) en utilisant la relation suivante :

$$LA = \frac{M - M'}{M} * 100$$

Avec :

M: masse de l'échantillon avant essai.

M': masse du refus du tamis 1.6mm.



Figure 5: Appareil de l'essai Los Angeles.



Figure 6: Résultats de l'essai Los Angeles

Résultats de l'essai

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6: Résultats de l'essai Los Angeles.

Classe granulaire (mm)	Masse de refus à 1.6 mm (g)	Coefficient LA (%)
------------------------	-----------------------------	--------------------

4-6.3	3885.4	22.29
6.3-10	3759.7	24.81
10-16	3727	25.46

Interprétation des résultats

Les coefficients Los Angeles sont utilisés pour évaluer la qualité du gravier et évaluer sa résistance à la fragmentation dans une assise de chaussée (**tableau IV.7**). Plus le taux de LA est élevé, moins le matériau est solide.

Tableau 7:Type des graviers selon le coefficient LA.

LA (%)	Appréciation
<15	Très bon à bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Médiocre

Selon les résultats obtenus, les coefficients de Los-Angeles (LA) des classes élémentaires du gravier (4/6.3), (6.3/10) et (10/16) sont tous similaires et sont compris entre 23 % et 25 %.

Selon le **tableau (IV.7)**, ce matériau **possède une résistance à la fragmentation assez bonne à moyenne.**

IV.5.2.2.Essai Micro Deval [NF P 18-572]

La résistance à l'usure des granulats est déterminée par le coefficient Micro-Deval en présence de l'eau (MDE) selon la norme [NF P 18-572], est donnée par :

$$\text{MDE} = \frac{\text{Masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai} \times 100}{\text{Masse du matériau soumis à l'essai}}$$

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produit en soumettant le matériau aux chocs des billes sphériques en acier inox et aux frottements réciproques dans la machine Micro-Deval «figure (IV.)», à une vitesse de 100tr/min pendant 2 heures ou 12000 t.

La granularité du matériau soumise à l'essai est choisie parmi les classes granulaires (4/6,3) mm, (6,3/10) mm et (10/14) mm. Laver le matériau tamisé et le sécher à l'étuve à 105°C, jusqu'à une masse constante de l'échantillon de 500g, et ajouter une quantité de 2,5 L d'eau pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm.



Figure 7: Appareil de l'essai Micro Deval.



Figure 8: Mélange échantillon-eau-boulets.

Tableau 8: Mélange échantillon-eau-boulets.

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive (grammes)
4-6.3	2000±5
6.3-10	4000±5
10-14	5000±5

Résultats de l'essai

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 9: Résultats de l'essai Micro Deval.

Classe granulaire (mm)	Masse du refus à 1.6 mm (g)	Coefficient MDF (%)
4-6.3	436.8	12.64
6.3-10	428.2	14.36
10-14	420.5	15.9

Interprétation des résultats**Tableau 10:** Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval).

Coefficient MDE (%) Micro-Deval en présence de l'eau	Appréciation
<10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
≥ 35	Médiocre

Plus MDE est élevé, moins le matériau est dur.

D'après le **tableau IV.10** et les résultats obtenus dans le **tableau IV.9**, on résulte que plus la taille des grains est élevée, plus le coefficient MDE augmente et les granulats deviennent sensibles à l'usure.

D'après les résultats, les valeurs du coefficient de MDE obtenus des classes (4-6.3), (6.3-10) et (10-14) varient entre 10% et 20% avec **une appréciation bonne à moyenne**, ce sont donc des matériaux acceptables pour tous les corps de chaussée.

Tableau 11: Catégorie des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM année).

Catégories	LA+MDF	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

Le tableau (IV.11) présente les valeurs de référence pour les différentes catégories de granulats selon les valeurs de LA et MDE.

Tableau 12: tableau récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles.

La classe granulaire (mm)	LA (%)	MDE (%)	LA+MDE	Catégorie
4-6,3	22.29	12.64	34.93	B
6.3-10	24.81	14.36	39.17	C
10-14	25.46	15.9	41.36	C

A partir des résultats du tableau (IV.9), nous pouvons retenir :

- ❖ Pour la classe granulaire (4-6,3), le matériau peut être utilisé pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couches de roulement à trafic important.
- ❖ Alors que pour les classes granulaires (6,3 - 10) et (10 – 14), le matériau peut être utilisé pour les couches de fondation et de base pour tout trafic.

IV. 5. 2. 3. Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066)

Principe de l'essai

C'est la capacité des matériaux rocheux peu résistants à :

- être affectés par le trafic de chantier ;
- être transformés en matériaux compatibles avec un réemploi en remblais.

Exécution de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D₁₀ d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée soumis à un pilonnage conventionnel selon la norme NF P 94-066 Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}}$$

La préparation de la fraction 10/20mm s'effectue avec les deux tamis 10 et 20mm puis on refait l'analyse granulométrique avec la série de tamis 10, 16 et 20 mm A la fin du pilonnage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm. Pour le pilonnage on introduit le matériau dans un moule CBR. Le pilonnage s'effectue en appliquant à la surface du matériau 100 coups de dame Proctor normal distribués conformément au mode de compactage décrit pour le compactage d'une couche dans un essai Proctor (voir NF P 94-093).

Résultats de l'essai

Tableau 13: Résultat avant pilonnage.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	789	789	39	61
10	1211	2000	100	0

Tableau 14: Résultat après pilonnage.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	739	739	36.95	63.05
10	1162	1901	95.05	4.95
5	42	1943	97.15	2.85
2	32	1975	98.75	1.25
1	12	1987	99.35	0.65
Fond	13	2000	100	0

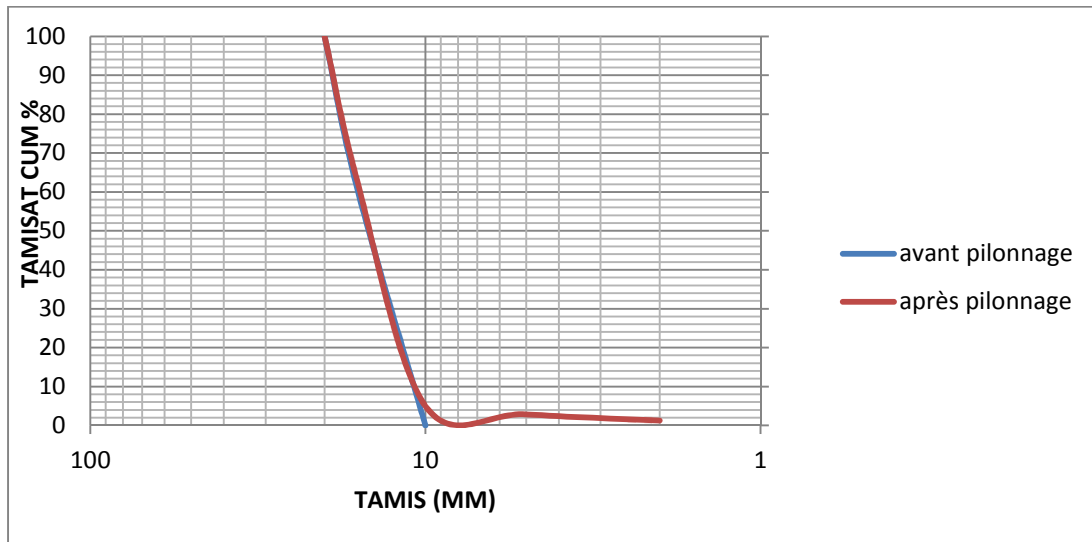


Figure 9: Courbes granulométriques des échantillons testés avant et après pilonnage.

Calcul du coefficient de fragmentabilité FR

Le coefficient de fragmentabilité est donné par la formule suivante :

$$FR = \frac{D10 \text{ (Avant pilonnage)}}{D10 \text{ (Après pilonnage)}}$$

$$FR = \frac{10.5}{11}$$

$$FR = 0.95$$

Interprétation des résultats

Tableau 15: Valeurs de références.

Valeur de FR	Commentaire
FR < 7	Peu fragmentable
FR > 7	Fragmentable

La valeur de FR trouvée est largement inférieure à la valeur seuil 7 proposée par la norme NF P11-300. Le matériau peut donc être considéré comme **peu fragmentable**.

IV.5.2.4. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)

Principe de l'essai

Il nous permet d'étudier la sensibilité du matériau rocheux aux sollicitations hydriques (risque d'évolution à long terme).

Exécution de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D_{10} d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée, soumis à quatre cycles d'imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056. Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}}$$

Avec :

D_{10} : Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât.

La préparation de la fraction 10/20mm s'effectue avec les deux tamis 10 et 20mm, puis on refait l'analyse granulométrique avec la série de tamis 10, 16 et 20 mm. A la fin des cycles imbibition-séchage nous procédons au tamisage de l'échantillon au travers la colonne de tamis suivante : 10, 5, 2 et 1mm.

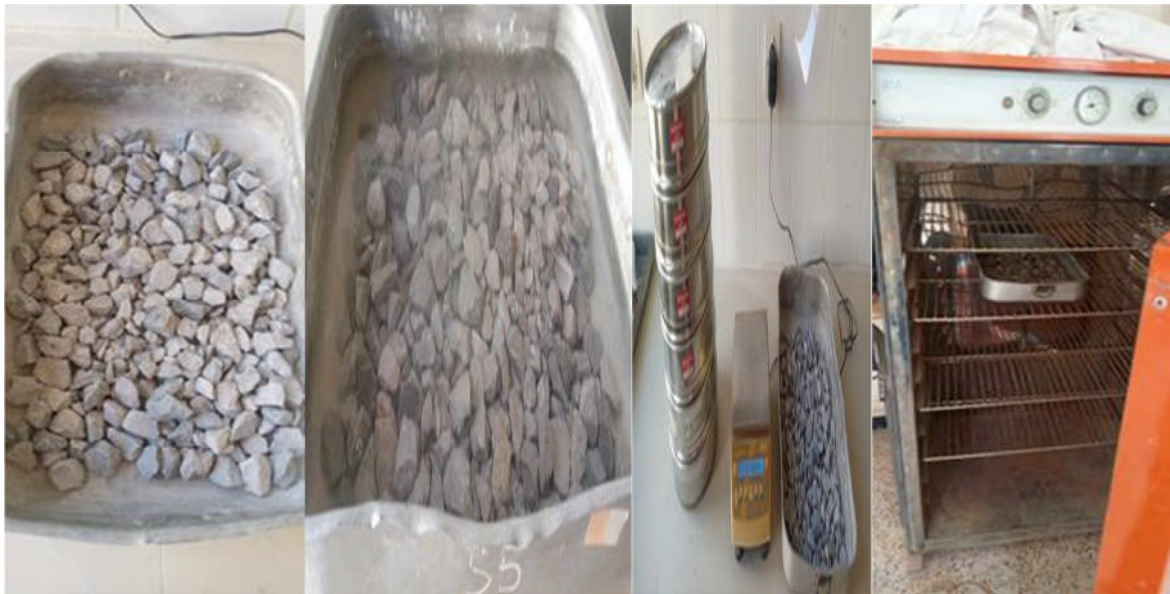


Figure 10: Les cycles imbibition-séchage de l'essai dégradabilité.

Présentation des résultats

Les résultats de l'essai de dégradabilité sont présentés dans les tableaux ci-dessous et à la Figure (IV.11)

Avant 1er cycle Imbibition/Séchage :

M échantillon=2000gr

Tableau 16: Résultats du tamisage avant l'essai.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	126	126	6.3	93.7
10	1874	2000	100	0

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	123	123	6.15	93.85
10	1870	1993	99.65	0.35
5	7	2000	100	0
2	0	2000	100	0
1	0	2000	100	0
Fond	0	2000	100	0

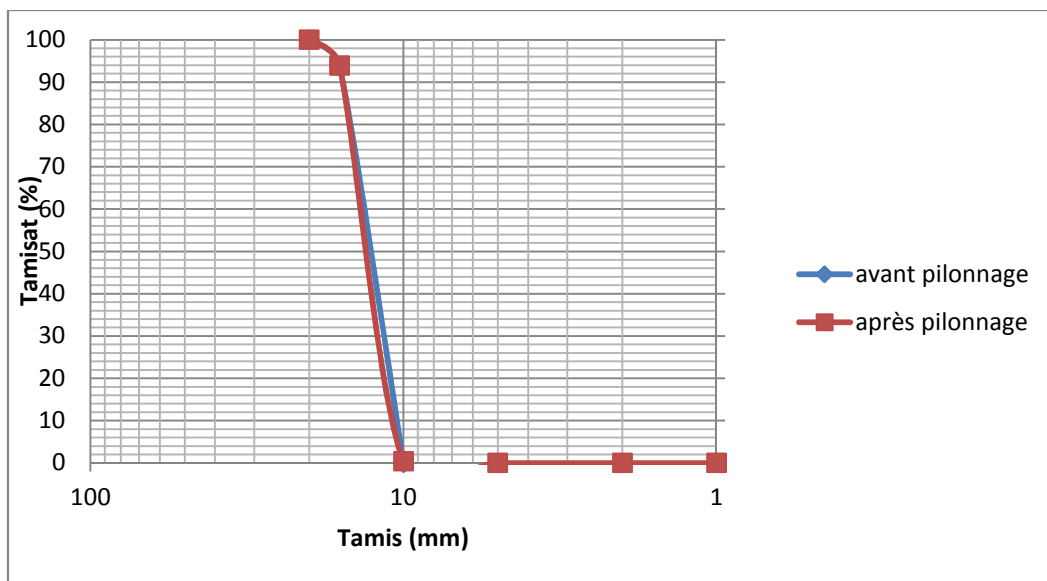


Figure IV. 11: Courbes granulométriques des échantillons testés avant 1er cycle et après 4ème cycle imbibition/séchage.

Calcul du DG :

$$DG = \frac{10.5}{11}$$

$$DG = 0.95$$

Interprétation des résultats

Tableau IV.18 : valeur de référence.

Valeur de DG	Commentaires
$DG < 5$	Matériaux rocheux peu dégradables
$5 < DG < 20$	Matériaux rocheux moyennement dégradables
$DG > 20$	Matériaux rocheux très dégradables

La valeur du coefficient de dégradabilité est quasiment égale à 0.95, ce qui signifie que le matériau testé est peu dégradable sous l'action de sollicitations hydriques d'après le tableau (IV.18).

IV. 6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de présenter au mieux, les aspects physiques et mécaniques des matériaux étudiés. Le matériau étudié composé de plusieurs classes granulaires est peu dégradable aux sollicitations hydriques, peu fragmentable, avec une appréciation moyenne au Micro-deval et avec une résistance à la fragmentation bonne à moyenne à l'essai Los Angeles, ce qui indique qu'il peut être utilisé dans les couches de chaussée.

V.1.Introduction

A chaque stade de la construction d'une chaussée, a lieu une opération fondamentale appelée « compactage » ; celui-ci désigne le serrage des grains, à l'aide d'engins appropriés. En faisant intervenir le pouvoir lubrificateur de l'eau, les éléments du sol seront réarrangés d'une façon optimale et par conséquent le volume des vides sera réduit au maximum (K. Boussaid, 2005).

Il en résulte que la compacité obtenue après compactage soit définitive, ou du moins varier très peu après la mise en service de la chaussée (G. Jeuffroy, 1985).

En effet, les matériaux que l'on cherche à compacter sont très divers, mais ils répondent tous à une définition commune : ce sont des mélanges de grains solides, d'un liquide et d'un gaz (Costet et Sanglerat, 1983 ; Arquie et Morel, 1988 ; Holtz et Kovacs, 1991 ; Brunel, 2004-2005).

L'augmentation des caractéristiques mécaniques de ces matériaux, par le compactage, constitue donc un paramètre essentiel et une condition nécessaire pour une meilleure conception de l'assise, car un défaut de compactage même minime, a des conséquences néfastes sur la résistance mécanique du matériau (Ployaert, 2003).

Dans ce chapitre, nous faisons une étude expérimentale de la compacité des mélanges sur des granulats (sable et gravier), à l'aide d'un banc d'essai réalisé localement au niveau de notre laboratoire de MDS de l'UMMTO.

V.2.Objectif

Dans ce présent chapitre, on se propose d'étudier au laboratoire, l'aptitude au compactage « Proctor modifié » des mélanges granulaires, constitués respectivement par les fractions granulaires : **0/2, 2/4, 4/6.3, 6.3/10, 10/16 et 16/20**.

Au cours de ces expérimentations, on portera une intention particulière, sur la forme des courbes Proctor, en vue de suivre l'évolution de la sensibilité à l'eau des mélanges lors du processus de compactage.

Avant d'entamer le processus expérimental et d'en présenter les résultats, il est jugé nécessaire ou du moins utile, de donner un bref aperçu théorique sur les principaux paramètres et grandeurs géotechniques utilisés dans le compactage, ainsi que la procédure d'essais adoptée, pour évaluer les caractéristiques de compactibilité des échantillons testés.

V.3.Aperçu théorique sur le compactage

V.3.1.Rappel

Le compactage est une opération qui consiste à densifier les sols, par application d'énergie mécanique, dans le but d'améliorer leurs propriétés géotechniques. Lorsque la compacité d'un mélange est étudiée en laboratoire, en fonction de sa teneur en eau, on fait appel à l'essai Proctor. Cet essai complètement normalisé, a été mis au point par « Proctor » dans les années trente (1933). Il a démontré que le compactage dépend de quatre paramètres principaux (Holtz et Kovacs, 1991) :

- la teneur en eau w ;
- la masse volumique du sol sec γ_d ;
- l'énergie de compactage ;
- la nature du sol.

En effet, selon le type du sol et le procédé du compactage adopté, la masse volumique du sol sec varie avec la teneur en eau, dans des proportions plus ou moins grandes. Le sommet de la courbe ainsi obtenu, correspond à l'optimum Proctor : il s'agit de la teneur en eau optimale, qui permet d'obtenir le compactage maximal du sol (Fig.V.1).

La teneur en eau est donc un paramètre important dans le sol, puisqu'elle peut modifier considérablement l'efficacité des opérations de compactage (F. Soulié, 2005).

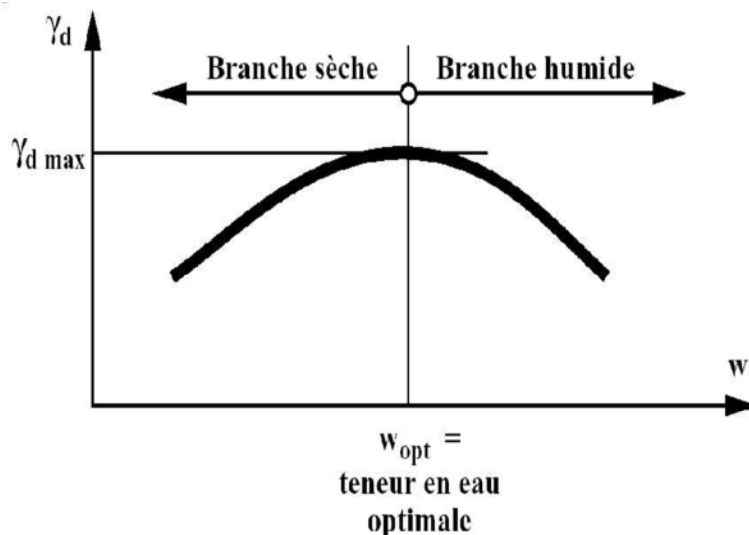


Figure V.1: Courbe de compactage « Proctor ».

V.3.2.Principe sommaire de l'essai Proctor

L'essai Proctor permet de reproduire au laboratoire, plus ou moins les conditions de compactage sur chantier. Il s'effectue selon deux modes d'énergie différente : essai Proctor standard (ou normal), à énergie moyennement poussée (25 coups par couche) et essai Proctor

modifié, à énergie plus intense (56 coups par couche). Ce dernier a été retenu pour la suite de cette investigation.

En effet, lorsqu'on veut construire un remblai en grande masse (tels que les barrages, remblais routiers, ...etc.), on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor normal. Par contre, en couches de chaussées où une énergie de compactage plus élevée est demandée, on se réfère à l'essai Proctor modifié (Degoutte et Royet, 2005).

Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement:

- W_{opt} ;
- γ_{dopt} .

L'essai consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon de sol humidifié de manière homogène, à une teneur en eau « w » donnée et à compacter cet échantillon, par couche, au moyen d'une dame de poids défini, tombant d'une hauteur standardisée, à raison de 25 ou 56 coups par couches. La masse volumique sèche « γ_d » ainsi obtenue, est ensuite mesurée et portée en graphique, en fonction de la teneur en eau.

En procédant de la même manière, pour une teneur en eau différente, il est constaté que la masse volumique croît avec la teneur en eau (fig. V.1).

Donc, l'accroissement de la densité sèche du sol compacté, se conçoit dans la mesure où l'on peut expulser l'air du sol ; c'est la théorie du compactage (Arquié et Morel, 1988).

V.3.3.Mode opératoire

Le principe des deux essais Proctor (normal et modifié) est identique, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Vu l'objectif visé par cette étude, nous avons retenu l'essai Proctor modifié, celui-ci est réalisé conformément à la norme NF P94-093 (AFNOR, 1999).

- On prend 5000g de matériaux préalablement préparés 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 à l'aide de la dame en 56 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 remplis, 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 le repeser.

Pour chaque éprouvette il est nécessaire de mesurer

- La masse sèche : $M_s(g)$
- La masse humide : $M_h(g)$
- La teneur en eau : $W (\%) = (M_h - M_s / M_h) * 100$
- La masse volumique sèche : $\gamma_d(g/cm^3) = M_s / V$
Avec V c'est le volume de moule (Proctor modifié) $V = 2124 \text{ cm}^3$.



Figure V.2: Quelques mélanges pour l'essai Proctor modifié.



Figure V.3: Pesage des différents pourcentages des différentes classes granulaires. (Laboratoire MDS de l'UMMTO).

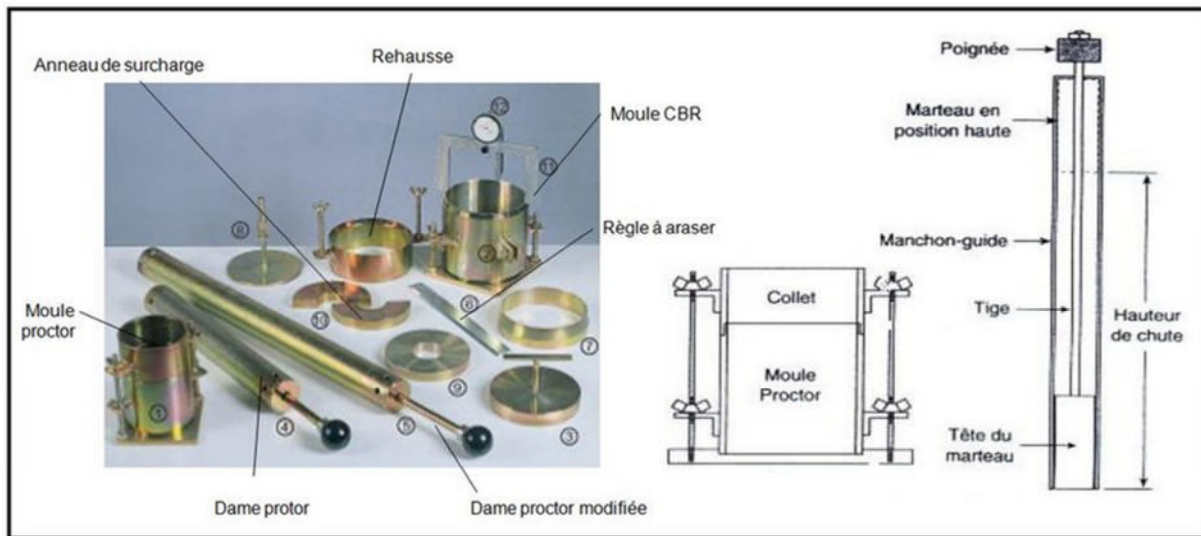


Figure V.4: Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

V.4. Programme expérimental

V.4.1. Les classes granulaires

Après avoir nettoyer et sécher le matériau (chapitre IV). Il va être exploité en classes suivantes :

Fines (0/2) mm, sable (2/4) mm, gravillon (4/6.3), (6.3/10) mm, (10/16) mm et (16/20) mm.



Figure V.5: Les différentes classes granulaires.

V.4.2. Présentation de la courbe granulométrique (granulométrie continue) selon le fuseau CTPP

L'analyse granulométrique

Selon la norme NFP 94-056 l'analyse granulométrique a pour objet la classification des granulats d'après les dimensions de leurs grains à l'aide d'une série de tamis normalisés à mailles carrés ou circulaires (passoires).

Tableau V.1: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
31.5	0	0	0	100
20	0	0	0	100
10	1700	1700	34	66
6.3	650	2350	47	53
4	625	2975	59.5	40.5
2	500	3475	69.5	30.5
0.5	525	4000	80	20
0.2	674	4674	93.48	6.52
0.08	170	4844	96.88	3.12
Fond	156	5000	100	0

La courbe granulométrique moyenne obtenue selon le fuseau du CTPP est représentée sur la figure (V.6).

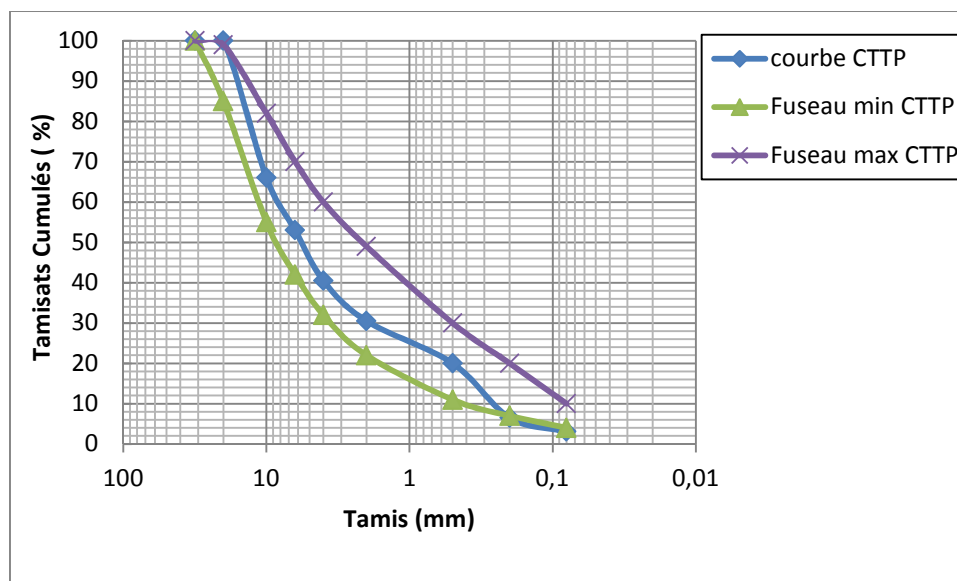


Figure V.6: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

V.4.3. Présentation des mélanges étudiés (granulométrie discontinue)

V.4.3.1. Mélange ternaire (trois classes)

C'est un mélange obtenu en mélangeant trois classes granulaires avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.2: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

Classes	0/2	2/4	4/6.3	6.3/10	10/16	16/20
Mélange 1	/	30%	30%	/	40%	/
Mélange 2	/	/	/	30%	30%	40%

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange ternaire selon le fuseau du CCTP est représentée sur la figure(V.7) :

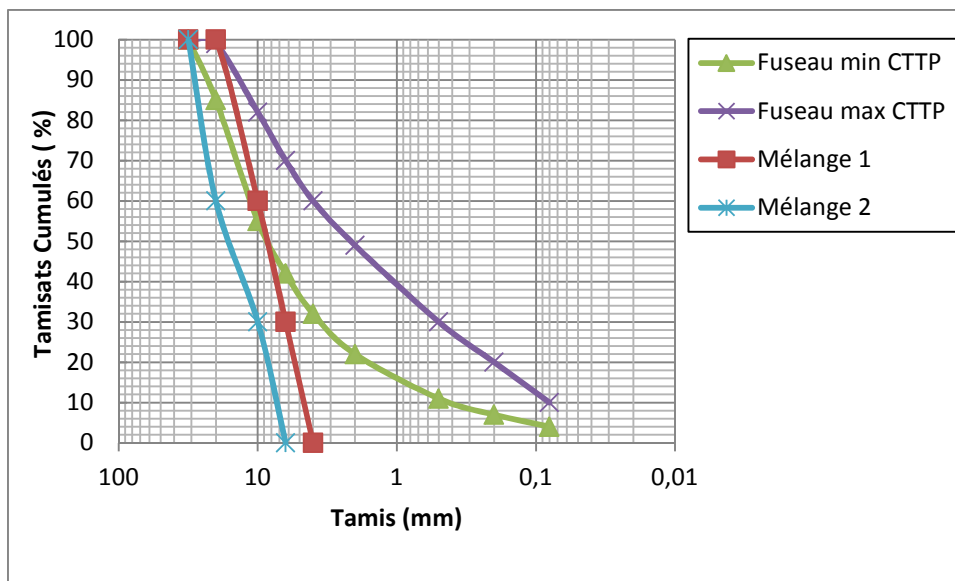


Figure V.7: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

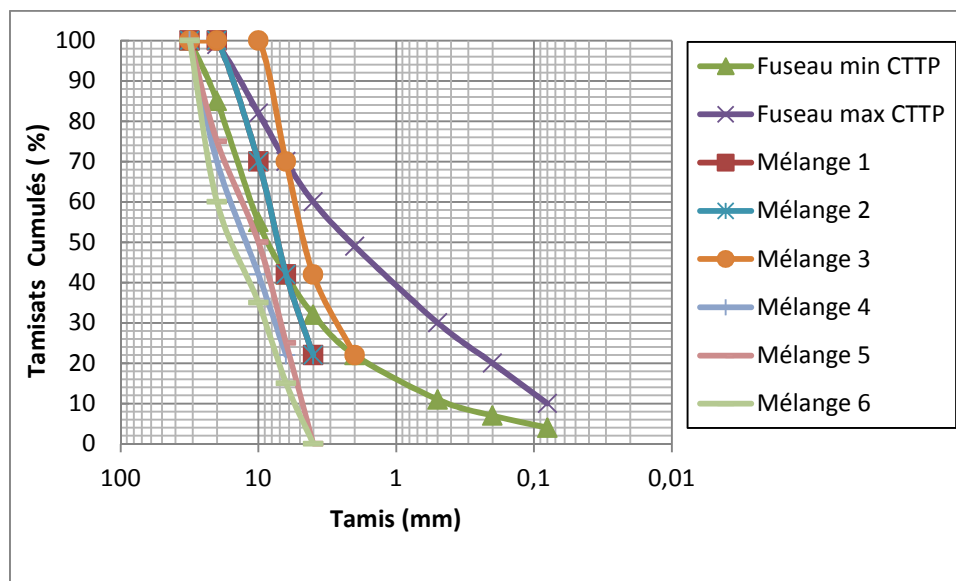
V.4.3.2. Mélange quaternaire (quatre classes)

C'est un mélange obtenu en mélangeant quatre classes granulaires avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.3: courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP.

Classes	0/2	2/4	4/6.3	6.3/10	10/16	16/20
Mélange 1	22%	20%	28%	/	30%	/
Mélange 2	22%	/	20%	28%	30%	/
Mélange 3	22%	20%	28%	30%	/	/
Mélange 4	22%	20%	/	/	28%	30%
Mélange 5	/	/	25%	25%	25%	25%
Mélange 6	/	/	15%	20%	25%	40%

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange quaternaire selon le fuseau du CCTP est représentée sur la figure(V.8) :

**Figure V.8:** Courbe granulométrique des mélanges quaternaires selon le fuseau CCTP.

V.4.3.3.Mélange mixte (cinq classes)

C'est un mélange obtenu en mélangeant cinq classes granulaires avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.4: Courbe granulométrique des mélanges quaternaires selon le fuseau CCTP.

Classes	0/2	2/4	4/6.3	6.3/10	10/16	16/20
Mélange 1	/	10%	10%	13%	30%	37%
Mélange 2	30%	15%	10%	0%	20%	25%
Mélange 3	22%	20%	20%	20%	0%	18%
Mélange 4	15%	20%	20%	20%	25%	0%

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange mixte selon le fuseau du CCTP est représentée sur la figure (V.9) :

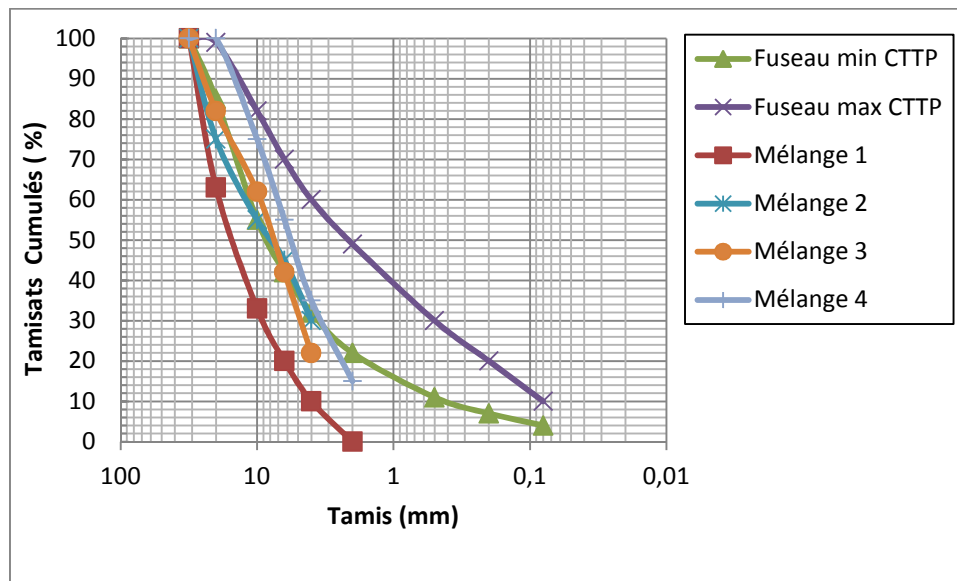


Figure V.9: Courbe granulométrique des mélanges mixtes selon le fuseau CTPP.

V.4.4. Présentation des résultats de coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c (granulométrie discontinue)

Tableau V.5: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges ternaires.

Mélanges ternaires						
Mélange	D_{60}	D_{10}	D_{30}	C_c	C_u	Catégorie
1	10	2.5	6.3	1.58	4	Sol bien gradué, granulométrie serrée.
2	16	5.5	10	1.13	2.9	Sol mal gradué, granulométrie serrée.

Tableau V.6: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges quaternaires.

Mélanges quaternaires						
Mélange	D_{60}	D_{10}	D_{30}	C_c	C_u	Catégorie
1	7.5	1.5	5	2.22	5	Sol bien gradué, granulométrie serrée.
2	7.5	1.5	5	2.22	5	Sol bien gradué, granulométrie serrée.
3	3.1	1.3	2.7	1.80	2.38	Sol mal gradué, granulométrie serrée.
4	15	2.8	7.9	1.48	5.35	Sol bien gradué, granulométrie semi-étalée.

5	14	2.7	6.9	1.25	5.18	Sol bien gradué, granulométrie semi-étalée.
6	13	3.4	9	1.48	4.7	Sol bien gradué, granulométrie serrée.

Tableau V.7: résultats de coefficient d'uniformité des mélanges mixtes.

Mélanges mixtes						
Mélange	D ₆₀	D ₁₀	D ₃₀	C _c	C _u	Catégorie
1	17	4	9.5	1.32	4.25	Sol bien gradué, granulométrie serrée.
2	14	2.9	4	0.39	4.82	Sol bien gradué, granulométrie serrée.
3	9.5	3.2	5	0.82	2.96	Sol mal gradué, granulométrie serrée.
4	7.5	1.8	3.5	0.90	4.16	Sol bien gradué, granulométrie serrée.

V.4.5. Présentation des résultats (Proctor modifié)

Dans le but de remédier à ces situations de détériorations de nos routes, nous tenterons de jouer uniquement sur la granulométrie et la compacité. Nous ne ferons pas appel ni à la stabilisation à l'aide de liants, ni au renforcement à l'aide des géotextiles ou de géo grilles.

Les principaux facteurs contribuant à la rigidité du matériau de fondation de chaussée sont la densité et la teneur en eau du matériau, mais aussi la granulométrie, la rugosité ainsi que la forme des granulats (Doré et Zubeck, 2009 ; Dawson, 2002).

V.4.5.1. Granulométrie discontinue

On porte chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante.

V.4.5.1.1. Mélange ternaire 1

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8: résultats de l'essai Proctor mélange ternaire -1-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
1	4004	3961	1.08	1.86
2	4120	4070	1.22	1.91

3	3999	3906	2.38	1.83
----------	------	------	------	-------------

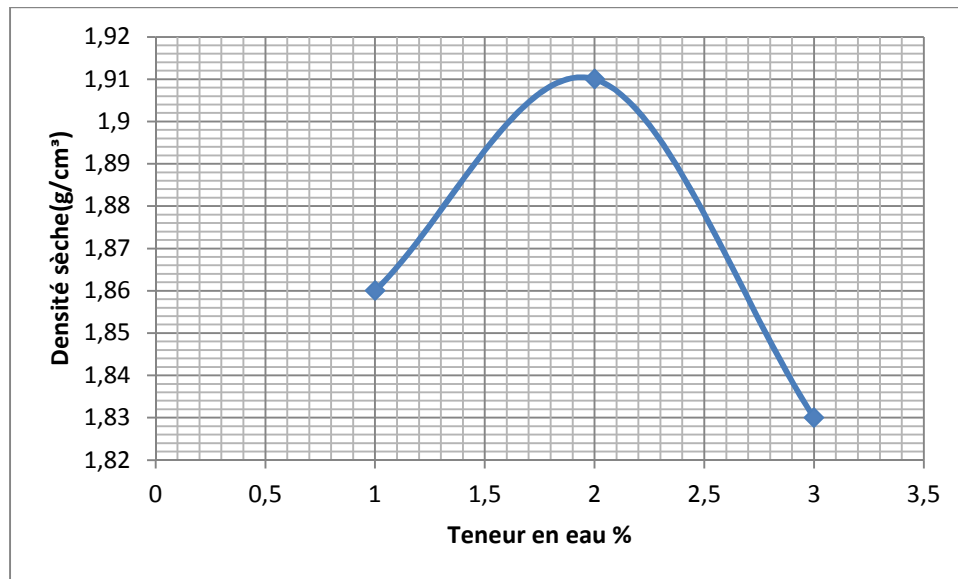


Figure V.10: Courbe Proctor de mélange ternaire -1-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}} = 1.91 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}} = 1.95 \%$.

V.4.5.1.2. Mélange ternaire 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: résultats de l'essai Proctor mélange ternaire -2-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
0.5	3974.3	3959.5	0.37	1.86
1	3984.2	3958.3	0.65	1.86
1.5	3909	3866.9	1.10	1.82

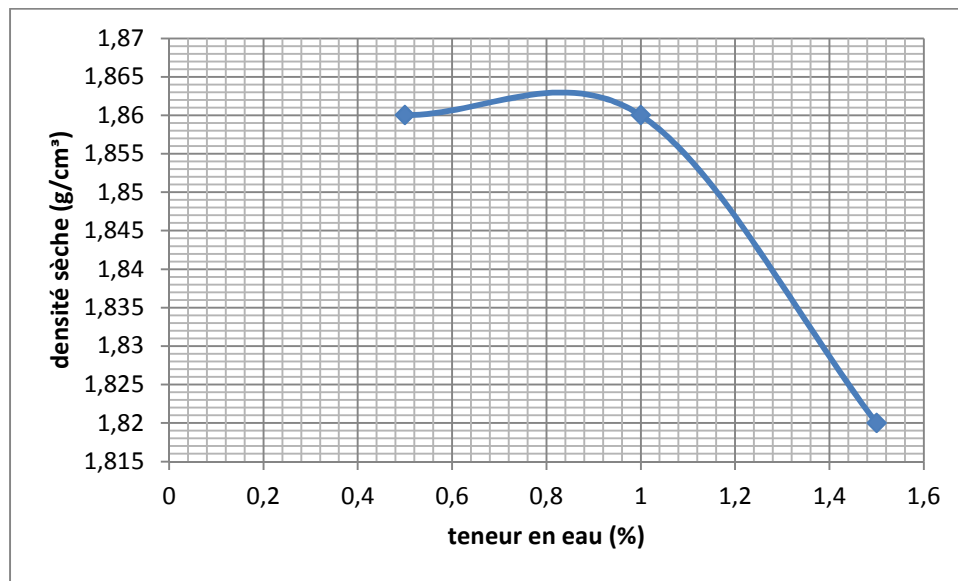


Figure V.11: Courbe Proctor de mélange ternaire -2-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{dopt} = 1.863 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{opt} = 0.84 \%$.

Pour les mélanges ternaires :

La meilleure densité sèche est obtenue pour le mélange 1 ayant 30% de la classe 2/4 mm, 30% de la classe 4/6.3 mm et 40 % de la classe 10/16 mm, c'est le mélange qui présente le moins de vide puisqu'il y a assez de petits grains pour occuper les vides laissés par la classe 10/16 mm.

V.4.5.1.3. Mélange quaternaire 1

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -1-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm^3)
6	4739.7	4499.1	5.34	2.11
8	4817.7	4536.5	6.19	2.13
10	4695.3	4398	6.75	2.07

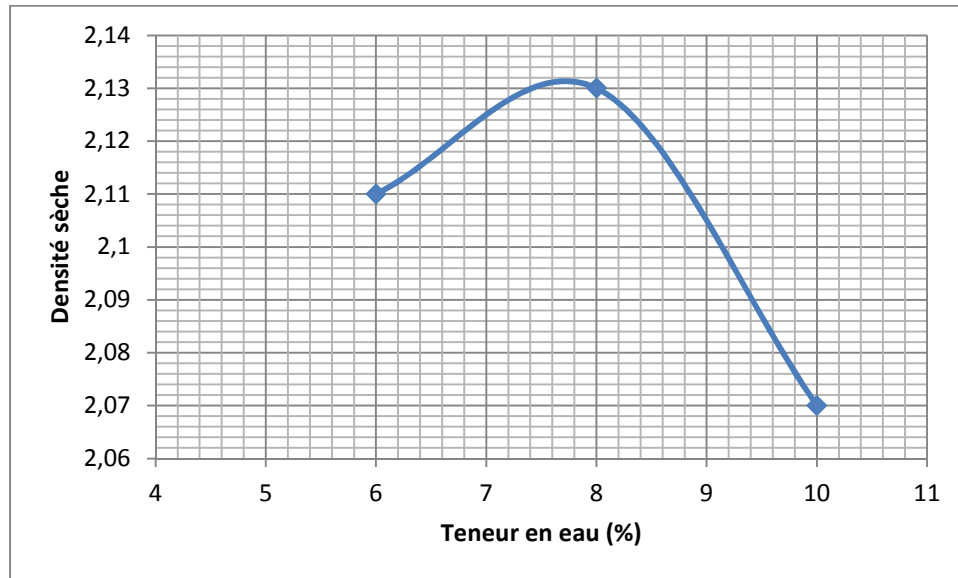


Figure V.12: Courbe Proctor de mélange quaternaire -1-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{dopt}=2.132 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{opt}= 7.7 \text{ %}$.

V.4.5.1.4.Mélange quaternaire 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -2-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
6	4689	4452.3	5.31	2.09
8	4815.6	4536	6.16	2.13
10	4997	4590.7	8.85	2.16
12	5095.3	4569	11.51	2.15

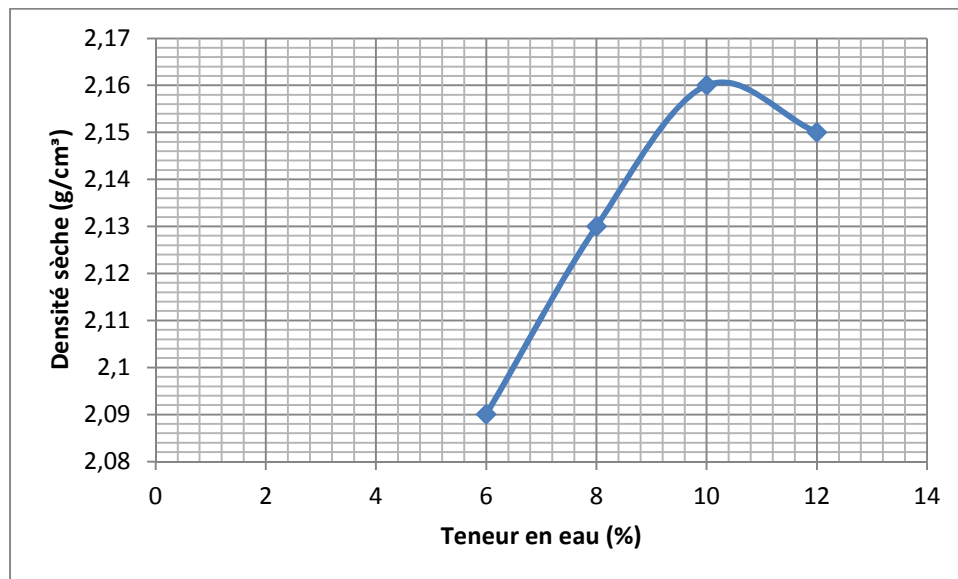


Figure V.13: Courbe Proctor de mélange quaternaire -2-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{dopt}=2.161 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{opt}= 10.2 \%$.

V.4.5.1.5.Mélange quaternaire 3

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -3-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
8	4778.8	4509.9	5.96	2.12
10	5081.3	4676.2	8.66	2.20
12	5123.6	4711.6	8.74	2.21
14	5073.3	4645.2	9.21	2.18

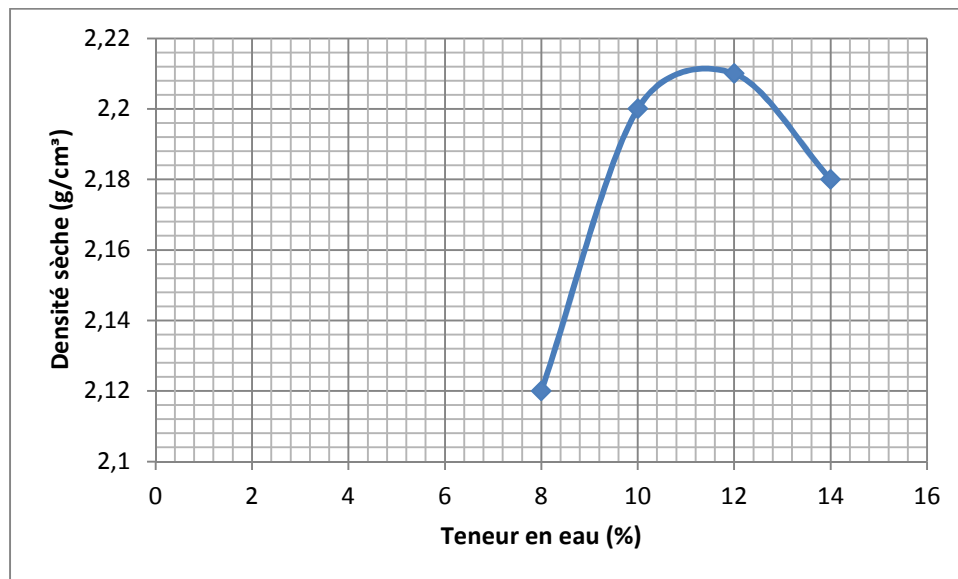


Figure V.14: Courbe Proctor de mélange quaternaire -3-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=2.212 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 11.4 \%$.

V.4.5.1.6.Mélange quaternaire 4

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -4-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
2	4538.7	4471.5	1.50	2.11
3	4954.6	4820.3	2.79	2.67
4	5028.6	4856.8	3.54	2.28

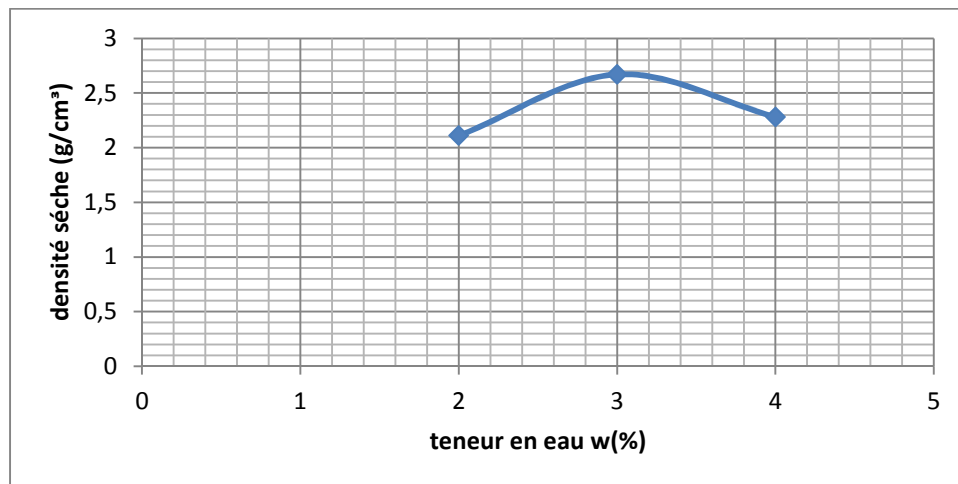


Figure V.15: Courbe Proctor de mélange quaternaire -4-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{dopt}=2.67 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{opt}= 3 \%$.

V.4.5.1.7.Mélange quaternaire 5

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -5-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
2	4061.1	3927.7	3.39	1.84
4	4151.3	3990.7	4.02	1.87
6	4208.5	4026.6	4.51	1.89
8	4321	4001.2	7.99	1.88

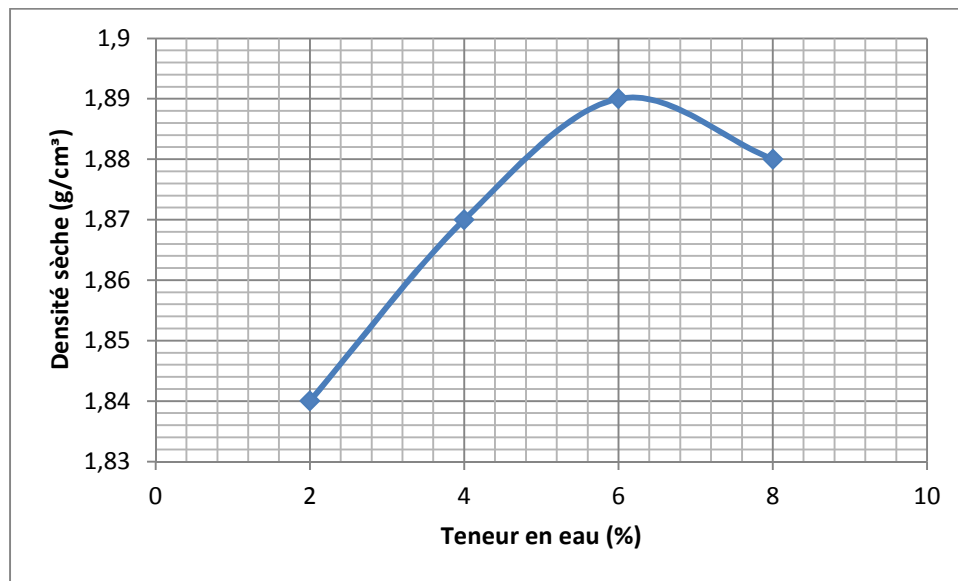


Figure V.16: Courbe Proctor de mélange quaternaire -5-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=1.89 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 6.2\%$.

V.4.5.1.8.Mélange quaternaire 6

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: résultats de l'essai Proctor mélange quaternaire -6-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
2	4119	4047	1.77	1.90
4	4200	4093	2.61	1.92
6	4280	4054	5.57	1.90

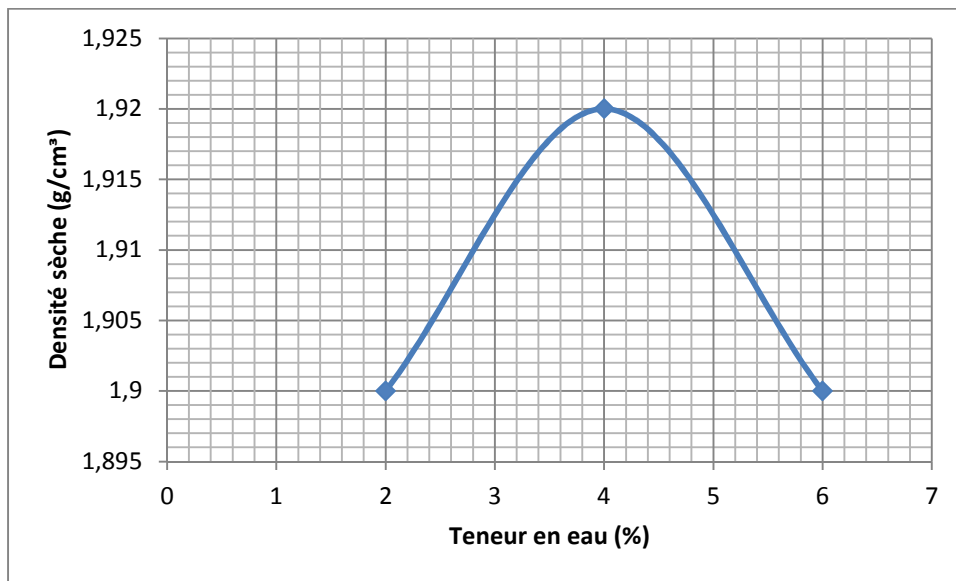


Figure V.17: Courbe Proctor de mélange quaternaire -6-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=1.92 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 4\%$.

Pour les mélanges quaternaires :

La meilleure densité sèche est obtenue pour le mélange 4 ayant 22% de la classe 0/2mm, 20% de la classe 2/4 mm, 28 % de la classe 10/16 mm et 30% de la classe 16 /20 mm.

En comparant les mélanges ternaires et quaternaires, ces derniers ont donné de meilleures densités sèches et donc de meilleures compacités. En effet, les mélanges quaternaires ont des granulométries plus étalées que les mélanges ternaires, ce qui justifie les densités élevées des mélanges quaternaires.

V.4.5.1.9.Mélange mixte 1

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -1-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
4	4263.3	4111.9	3.68	1.93
6	4307.2	4134.2	4.18	1.94
8	4293.3	4087	5.02	1.92

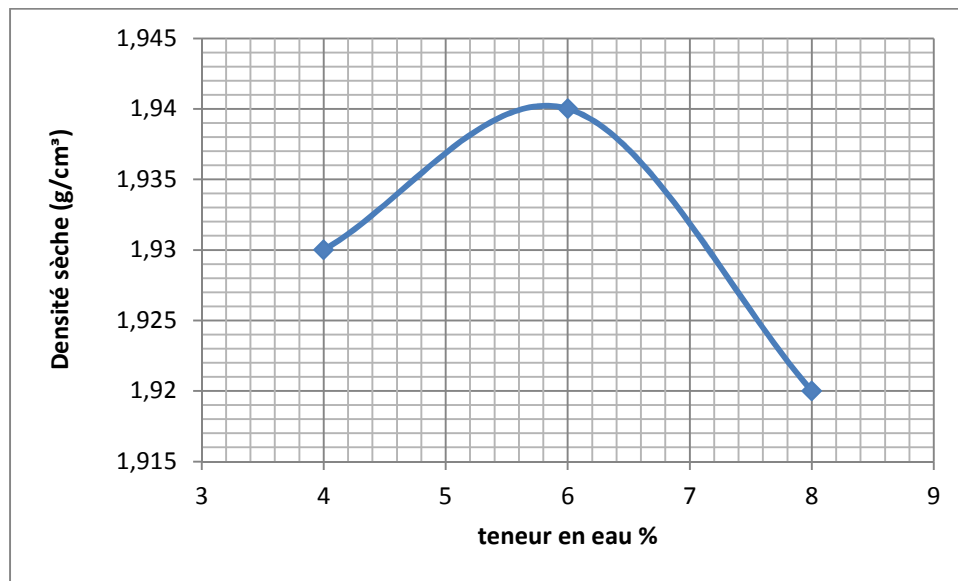


Figure V.18: Courbe Proctor de mélange mixte -1-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=1.9405 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 5.8\%$.

V.4.5.1.10.Mélange mixte 2

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -2-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
4	5025.4	4843.9	3.74	2.28
6	5159.4	4881.7	5.10	2.31
10	5224.7	4875.5	7.16	2.29

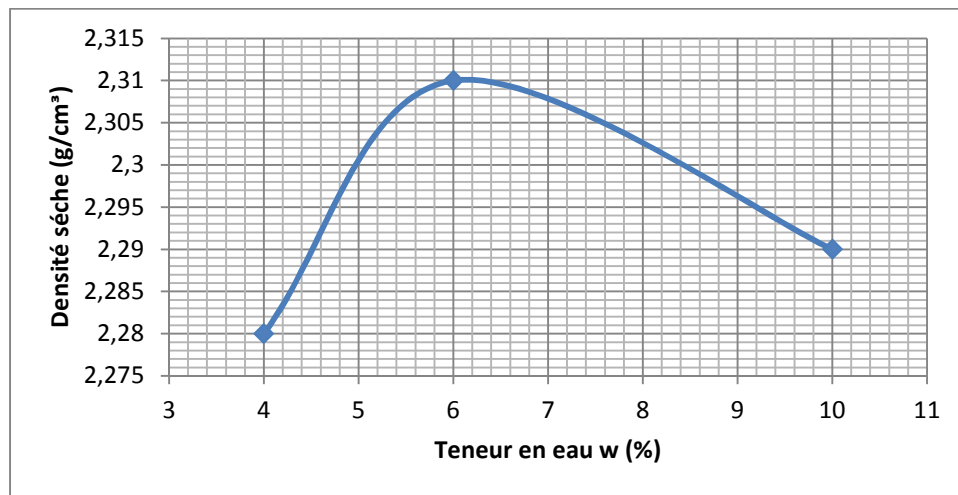


Figure V.19: Courbe Proctor de mélange mixte -2-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=2.31 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 6.2\%$.

V.4.5.1.11.Mélange mixte 3

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.18: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -3-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
6	4859.3	4613.5	5.32	2.17
8	4978.2	4646.3	7.14	2.18
10	4872.5	4542	7.27	2.13

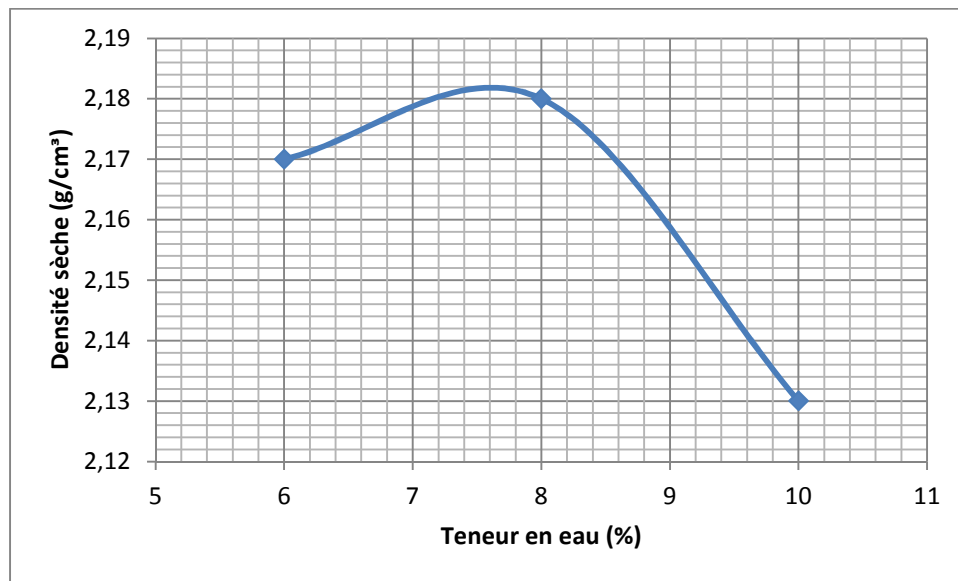


Figure V.20: Courbe Proctor de mélange mixte -3-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=2.182 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 7.6\%$.

V.4.5.1.12.Mélange mixte 4

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.19: résultats de l'essai Proctor mélange mixte -4-

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm ³)
6	4571.6	4344.5	5.22	2.04
8	4673.8	4440.1	5.26	2.09
10	4752.1	44435.5	7.13	2.08

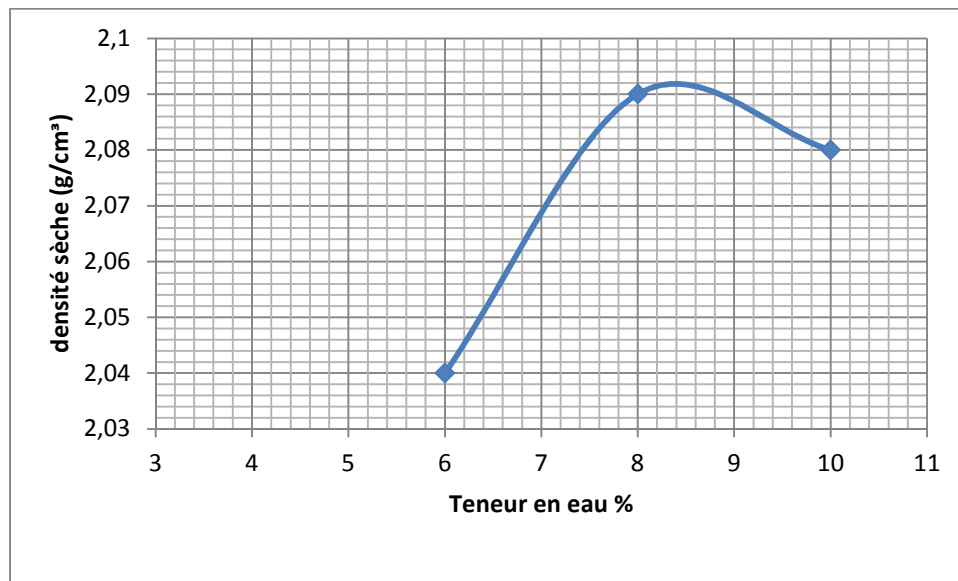


Figure V.21: Courbe Proctor de mélange mixte -4-

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=2.092 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}= 8.4\%$.

Pour les mélanges mixtes :

La meilleure densité sèche est obtenue pour le mélange 2 ayant 30% de la classe 0/2 mm, 15 % de la classe 2/4 mm, 10 % de la classe 4/6.3 mm, 20 % de la classe 10/16 mm et 25 % de la classe 16/20 mm.

On comparant les mélanges quaternaires et mixtes, ces derniers ont donné de meilleures densités sèches et donc de meilleures compacités **avec une densité sèche optimale de 2.31 g/cm^3** .

V.4.5.2. Granulométrie continue

V.4.5.2.1. Mélange idéal CTPP

Les résultats de l'essai Proctor modifié selon la granulométrie du CTPP sont portés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.20: résultats de l'essai Proctor mélange idéal selon le fuseau CTPP.

Teneur en eau d'humidification (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau calculée (%)	Densité sèche (g/cm^3)
6	4860	4614	5.06	2.17

8	5242	4870	7.63	2.29
10	5145	4800	7.18	2.25

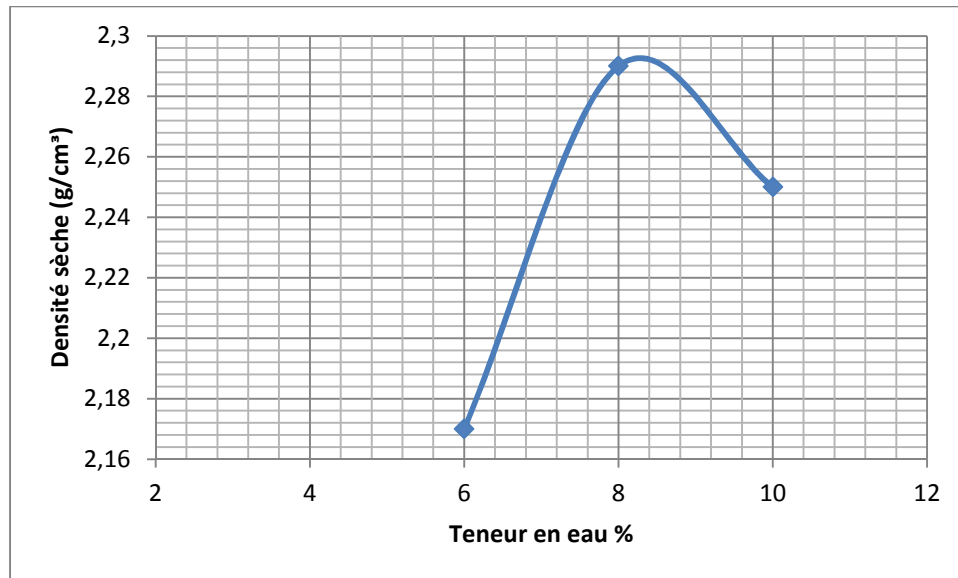


Figure V.22: Courbe Proctor de mélange idéal CTPP.

Résultats :

- La densité sèche optimale : $\gamma_{\text{dopt}}=2.292 \text{ g/cm}^3$.
- La teneur en eau optimale : $W_{\text{opt}}=8.2\%$.

V.4.5.3. Récapitulatifs des résultats des essais Proctor

En regroupant les courbes Proctor pour les différentes granulométries (**Figure V.21**), nous remarquons que les variations des deux caractéristiques Proctor (masse volumique sèche optimale et teneur en eau optimale) sont importantes.

Tableau V.21: Récapitulatifs des résultats des essais Proctor modifié.

Granulométrie	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche optimale (g/cm³)
Mélange ternaire 1	1.95	1.91
Mélange ternaire 2	0.84	1.863
Mélange quaternaire 1	7.71	2.132
Mélange quaternaire 2	10.2	2.161
Mélange quaternaire 3	11.4	2.212
Mélange quaternaire 4	3	2.67
Mélange quaternaire 5	6.2	1.89
Mélange quaternaire 6	4	1.92
Mélange mixte 1	5.8	1.9405
Mélange mixte 2	2.31	2.31

Mélange mixte 3	7.6	2.182
Mélange mixte 4	8.4	2.092

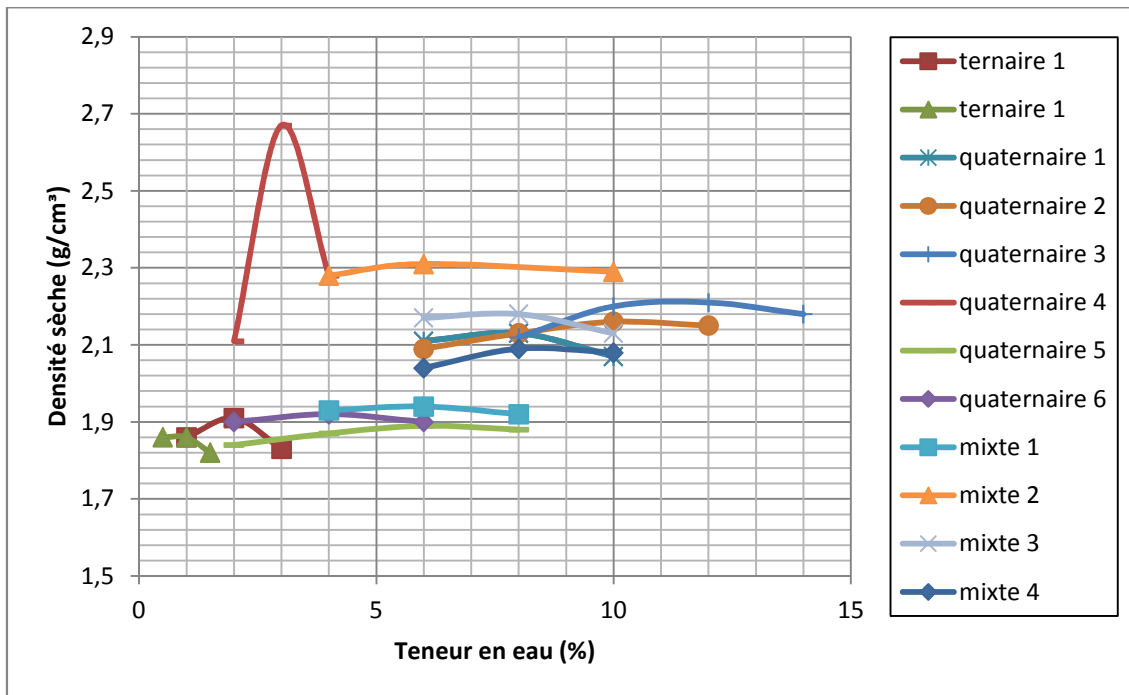


Figure V.23: Courbes Proctor modifiées des trois combinaisons des trois mélanges.

V.5. Interprétation des résultats

Cette expérimentation a porté sur l'influence des classes granulaires des agrégats sur les propriétés mécaniques (compacité et densité sèche) dans les couches de chaussée. Une granulométrie continue est souhaitable pour l'utilisation efficace des classes granulaires, sachant que la qualité des couches de chaussées dépend des granulats (taille, forme), nous nous proposons dans ce travail d'étudier à partir des mélanges granulaires, l'influence des grosses, des moyennes et des fines sur les caractéristiques Proctor (teneur en eau et densité sèche).

Afin de trouver des explications et comprendre au mieux les phénomènes liés au comportement de ces matériaux granulaires compactés, on mettra en évidence l'influence de certains paramètres liés au matériau, sur les caractéristiques physiques du compactage (à savoir : teneur en eau optimale et densité sèche maximale).

Concernant les interprétations, on traitera, l'effet de la :

- teneur en eau ;
- granulométrie et de la forme des grains ;
- teneur en fines.

L'effet de l'intensité de compactage ne sera pas traité, puisque nous avons utilisé qu'une seule énergie de compactage (énergie Proctor modifié).

❖ Teneur en eau

Comme le montre l'expérience, la densité sèche d'un matériau compacté à une certaine énergie, dépend de la teneur en eau.

En effet, la présence ou l'absence de l'eau dans le matériau, peut entraver le processus de compactage : lorsque le matériau est sec, les grains solides refusent de se serrer et s'il est très mouillé, les grains se déplacent et ne se touchent pratiquement pas. Donc, il doit y exister une teneur en eau, pour laquelle il y ait un resserrement maximal des grains.

Dès lors, nous pouvons expliquer l'amélioration du compactage en présence de l'eau, par son rôle lubrifiant qui, entourant chaque grain, l'eau facilite leur glissement et réduit leurs frottements (Arquié et Morel, 1988 ; Holtz et Kovacs, 1991 ; Louafi, 1997 ; Gidel, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Ployaert, 2003 ; Fleureau, Correia et Caicedo, 2004 ; Soulié, 2005).

Par ailleurs, cette augmentation de γ_d en fonction de w , jusqu'à atteindre un maximum, puis sa diminution pour des teneurs en eau plus élevées, ne peut être expliqué que par le phénomène de « succion » ou de « capillarité ».

En fait, lorsque l'on ajoute de l'eau à un matériau sec, c'est-à-dire dépourvu de cohésion, la succion est très élevée, le matériau est avide d'eau et des ponts vont se constituer entre certains grains (Ployaert, 2003 ; Fleureau, Correia et Caicedo, 2004 ; ...etc.) . En continuant à imbiber le matériau, sa cohésion continue à se développer, car le nombre de ponts de liaisons augmente. Cette amélioration se poursuit jusqu'au moment où la quantité d'eau ajoutée devient trop élevée et prend trop de place entre les grains, il s'ensuit donc une diminution de la cohésion et de la masse volumique sèche, due à une diminution de la succion.

Toutefois, cette explication correspond bien à la **figure V.14**, où celle-ci présente un maximum bien marqué, pour de faibles teneurs en eau.

❖ Effet de la granulométrie

L'étendue granulométrique conditionne bien l'aptitude d'un matériau à être compacté, car un matériau ayant une bonne granularité, aura une densité sèche plus élevée qu'un matériau creux (Jeuffroy, 1985 ; Arquié et Morel, 1988 ; Gidel, Hornych, Chauvin, Breysse et Denis, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Cheung et Dawson, 2002 ; Konrad et Côté, 2003 ; Brunel, 2004 ; Konrad et Lemieux, 2005 ; Nurmikolu, 2005).

C'est ainsi que le mélange quaternaire 4 (22 % de la classe 0/2 mm, 20% de la classe 2/4 mm, 28 % de la classe 10/16 mm et 30% de la classe 16/20 mm) présente la densité la plus

élevée ($\gamma_d > 2 \text{ g/cm}^3$), qui s'échelonnent de 2.67 g/cm^3 (**figure V.14**). Ces résultats sont tout à fait évidents, puisque ce mélange a une granulométrie étalée. Or, une granulométrie étalée correspond bien à un matériau dont les grains ont des dimensions très différentes, pouvant s'imbriquer les uns dans les autres (Jeuffroy, 1985 ; Konrad et Côté, 2003 ; Brunel, 2004 ; Ployaert, 2005). Il en résulte une courbe de compactage plus pointue.

Il n'en est pas de même pour les mélanges : ternaire 1, ternaire 2, quaternaire 5, quaternaire 6 et mixte 1, dont les granulométries sont uniformes ; et possèdent donc des densités moins élevées ($\gamma_d < 2 \text{ g/cm}^3$). Or, plus un matériau est à granulométrie uniforme, plus sa porosité est élevée et moins il sera sensible à une variation de teneurs en eau. Il s'ensuit donc une courbe de compactage plate. En résumé, il est bien clair qu'un matériau ayant une bonne granulométrie sera plus compact, car au cours du compactage, le nombre de points de contact entre grains sera nombreux (Mebtoul, OuldDris et Guigon, 1991 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Brunel, 2004 ; Engeland, 2005 ; El Mokhtar, 2005 ; Nurmikolu, 2005), les grains seront mieux réarrangés et on risque moins de voir se produire une ségrégation ou de déplacements de grains.

Cependant, si un matériau contient de gros éléments en quantité excessive, les grains fins ou de taille inférieure ne suffiront certainement pas à combler les vides laissés par les gros grains. Il en résulte au cours du compactage, le dépôt des éléments fins au fond de la couche ; les gros éléments quant-à-eux, ont tendance à ségréger par classement gravitaire et le matériau devient difficile à serrer.

❖ Effet de la géométrie de surface

La forme des grains n'a pas été traitée dans les expérimentations, tout simplement parce que les agrégats utilisés sont issus de carrières et sont donc des agrégats concassés.

A titre indicatif, selon des expériences menées par plusieurs auteurs (Kurz et Munz, 1975 ; Khay ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Cheung et Dawson, 2002 ; Soulié, 2005), il a été constaté que les grains comportant des irrégularités de surface, se mettent difficilement en place, à cause de leur angle de frottement interne élevé (Breul et Gourvès, 1999 ; Engeland, 2005), qui freine le mouvement des grains, les uns par rapport aux autres et empêche leur bon arrangement, il s'ensuit donc une baisse de la masse volumique sèche.

Les grains de forme sphérique ou arrondie (Brunel, 2004-2005 ; Engeland, 2005 ; Lorino, 2005), se mettent aisément en place, même s'ils laissent des vides entre eux, ces derniers seront comblés de grains fins et la masse volumique sèche sera augmentée. Mais, il se trouve que les grains ayant des surfaces planes s'ajustent parfaitement et acquièrent un bon état de rangement (Arquié et Morel, 1988, tiré de l'expérience de Khay).

❖ Effet de la teneur en fines

La connaissance du taux de fines dans un matériau donné, ainsi que leur minéralogie, est un facteur de grande importance (Gidel, Hornych, Chauvin, Breysse et Denis, 2001 ; Janoo et

Bayer II, 2001) ; car il conditionne le comportement du matériau compacté, vis-à-vis des sollicitations et de l'état hydrique dans lesquels il est soumis.

Il a été constaté qu'un manque de particules fines dans un matériau, conduit à de faibles compacités, dues à la difficulté de serrage pendant le compactage.

De même, une quantité excessive de particules fines conduit à une formation de boue au compactage. En effet, les fines en excès nécessitent un arrosage important et par conséquent, elles peuvent manifester une tendance à se déformer et à se gonfler.

En général, certaines spécifications exigent que le taux de fines doive être compris dans une fourchette maximale de 5 à 15% (Jeuffroy, 1985).

Les principaux résultats se résument comme suit :

- Un mélange granulaire plus compact (grande densité) diminue le volume de vides dans la couche de chaussée et laisse moins d'espace à occuper par les autres grains, ce qui conduit à une bonne résistance de la couche.
- Le mélange qui nous a donné la compacité maximale (densité maximale) est celui composé par 4 classes granulaires qui présente une granulométrie la plus étendue.
- Dans un même échantillon, plus le nombre de classes granulaires augmente, plus la densité sèche optimale augmente et cela quel que soit le nombre de couches dans l'échantillon. Ceci peut s'expliquer par le fait, les fines vont remplir les vides entre les gros grains.
- Une granulométrie étalée (continue) permet d'obtenir un matériau plus dense avec un volume de vide inter granulaire plus faible en raison d'un arrangement plus compact des grains.
- La densité sèche optimale augmente en fonction de la granulométrie composée de classes granulaires. Cela peut s'expliquer par les grains de petites tailles qui peuvent se déplacer pour occuper les vides lors du compactage des couches.
- Plus la densité est élevée, plus la couche est rigide et résistante et moins elle est sensible aux dégradations.
- En comparant nos résultats à ceux d'un cas idéal du CTPP, nous obtenons une densité meilleure pour une granulométrie à 4 classes granulaires.
- 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

V.6. Corrélation entre les différents paramètres (C_u ; γ_{dopt}) (C_c ; γ_{dopt})(C_u ; W_{opt}) (C_c ; W_{opt})

Nous tenterons dans ce paragraphe de chercher une liaison entre les différents paramètres de la granulométrie et les paramètres de l'essai Proctor des différents mélanges étudiés.

Les résultats obtenus de ces différents paramètres sont regroupés dans le tableau V.22 suivant :

Tableau V.22: Récapitulatifs des résultats des essais.

Mélanges	γ_{dopt}	W_{opt}	C_u	C_c
Ternaire 1	1.91	1.95	4	1.58
Ternaire 2	1.863	0.84	2.9	1.13
Quatenaire 1	2.132	7.7	5	2.22
Quatenaire 2	2.161	10.2	5	2.22
Quatenaire 3	2.212	11.4	2.38	1.80
Quatenaire 4	2.67	3	5.35	1.48
Quatenaire 5	1.89	6.2	5.18	1.25
Quatenaire 6	1.92	4	4.7	1.48
Mixte 1	1.9405	5.8	4.25	1.32
Mixte 2	2.31	6.2	4.82	0.39
Mixte 3	2.182	7.6	2.96	0.82
Mixte 4	2.092	8.4	4.16	0.90

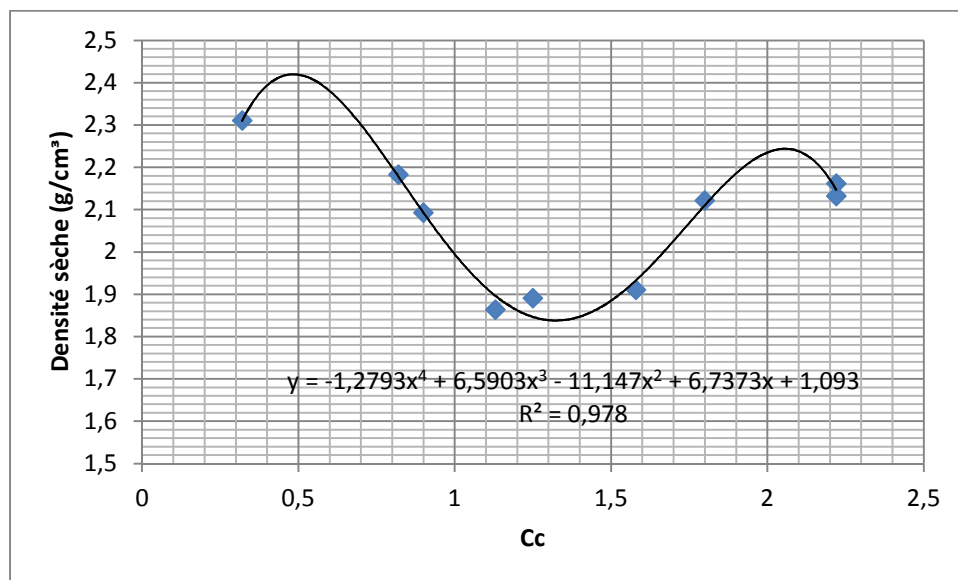


Figure V.24: Courbe de corrélation entre le C_c et la densité sèche optimale.

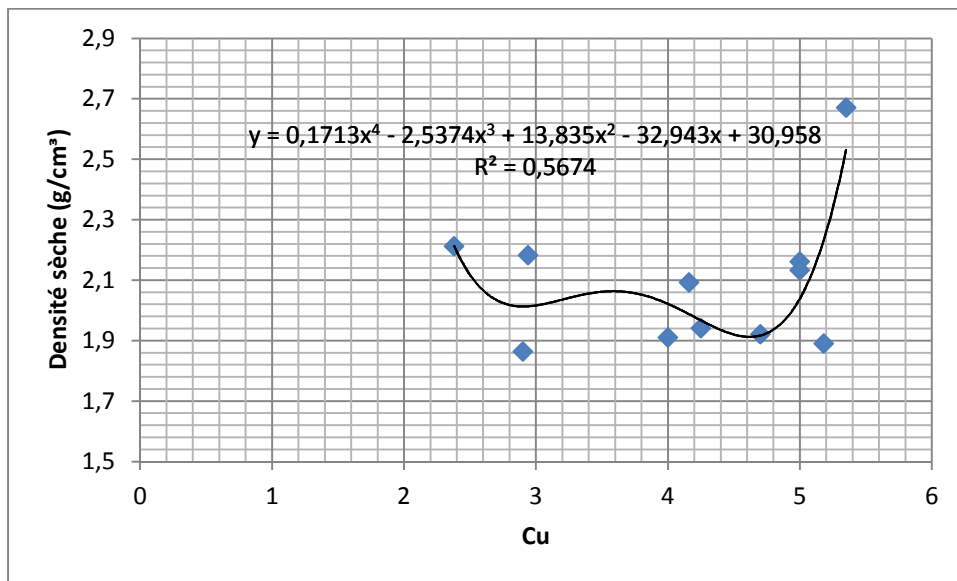


Figure V.25: Courbe de corrélation entre le Cu et la densité sèche optimale.

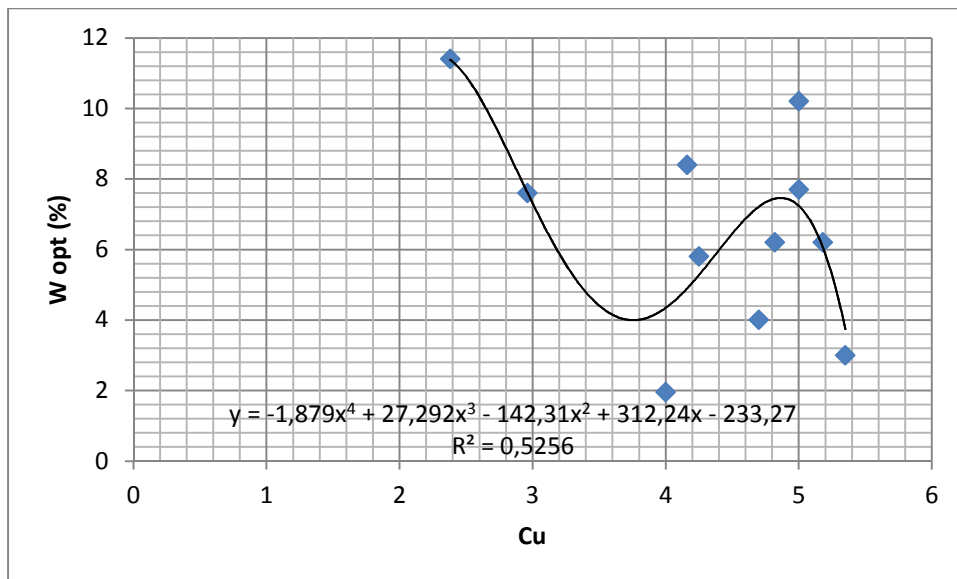


Figure V.26: Courbe de corrélation entre le Cu et la teneur en eau optimale.

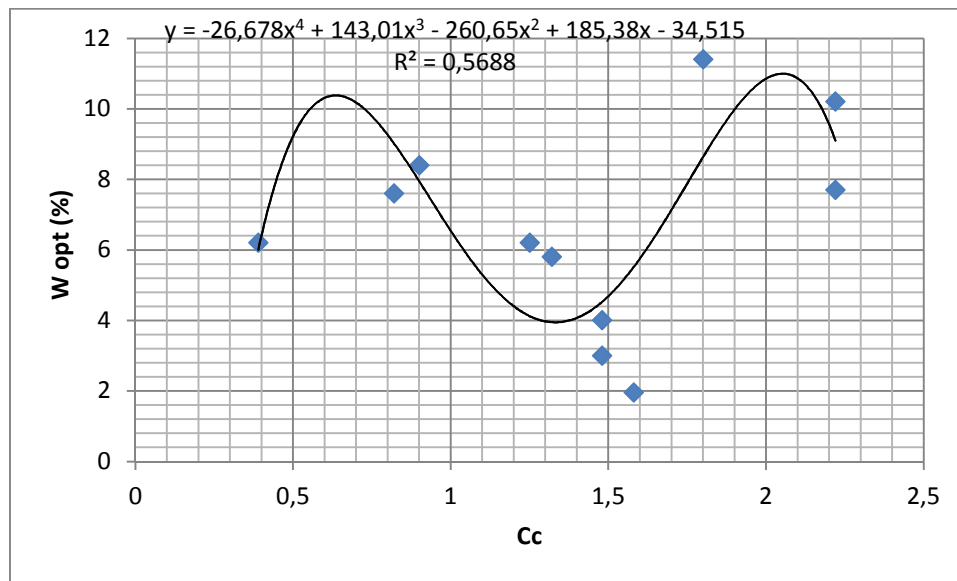


Figure V.27: Courbe de corrélation entre le Cc et la teneur en eau optimale.

La meilleure corrélation obtenue entre ces différents paramètres est la forme polynomiale d'ordre quatre dont les coefficients de corrélation sont supérieurs à 0.5.

Interprétation des résultats

Ces corrélations nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Il existe une bonne corrélation linéaire entre le coefficient de courbure et la densité sèche optimale avec un coefficient de Corrélation supérieur à 0.7 ($R^2=0.978$).
- Par conséquent il existe des faibles corrélations entre le coefficient d'uniformité et la densité sèche optimale ; entre le coefficient d'uniformité et la teneur en eau optimale, le coefficient de courbure et la teneur en eau optimale avec des coefficients de corrélation inférieure à 0.7 ($R^2= 0,5674 ; 0,5256 ; 0,5688$).

Cette faible corrélation est la conséquence de plusieurs paramètres influençant les mélanges étudiés. Ces paramètres sont :

✓ La granulométrie

Il est bien clair qu'un matériau ayant une bonne granulométrie sera plus compact, car au cours du compactage, le nombre de points de contact entre grains sera nombreux (Mebtoul, OuldDris et Guigon, 1991 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Brunel, 2004 ; Engeland, 2005 ; El Mokhtar, 2005 ; Nurmikolu, 2005), les grains seront mieux réarrangés et on risque moins de voir se produire une ségrégation ou de déplacements de grains.

✓ La quantité de grains pour chaque diamètre

Aussi, faudrait-il souligner que, quoique la courbe granulométrique est continue, il est important de prendre en considération le paramètre « d50 », qui est la dimension

des grains, correspondant à un passant de 50% dans la courbe granulométrique. Cependant, si un matériau contient de gros éléments en quantité excessive, les grains fins ou de taille inférieure ne suffiront certainement pas à combler les vides laissés par les gros grains. Il en résulte au cours du compactage, le dépôt des éléments fins au fond de la couche ; les gros éléments quant-à-eux, ont tendance à ségréger par classement gravitaire et le matériau devient difficile à serrer.

✓ **L'absence de certaines classes dans un mélange**

L'absence de classe dans un mélange rend la granulométrie discontinue, ce qui rend le mélange difficilement compactable et fait donc baisser la densité sèche.

✓ **La forme des grains**

La forme des grains n'a pas été traitée dans les expérimentations, tout simplement parce que les agrégats utilisés sont issus de carrières et sont donc des agrégats concassés. A titre indicatif, selon des expériences menées par plusieurs auteurs (Kurz et Munz, 1975 ; Khay ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Cheung et Dawson, 2002 ; Soulié, 2005), il a été constaté que les grains comportant des irrégularités de surface, se mettent difficilement en place, à cause de leur angle de frottement interne élevé (Breul et Gourvès, 1999 ; Engeland, 2005), qui freine le mouvement des grains, les uns par rapport aux autres et empêche leur bon arrangement, il s'ensuit donc une baisse de la masse volumique sèche.

✓ **L'écrasement des grains**

Il est évident que sous l'effet de l'énergie de compactage, certains se cassent où se brisent. Paramètre dont nous n'avons pas tenu compte dans ce travail.

V.7. Conclusion

Les essais Proctor Modifié présentés dans cette étude ont permis de montrer l'aptitude des mélanges granulaires au compactage. En se basant particulièrement sur les différents mélanges étudiés (mélanges avec différentes classes granulaires), on peut conclure que le mélange quaternaire 4 (22 % de la classe 0 /2 mm, 20% de la classe 2/4 mm, 28 % de la classe 10/16 mm et 30% de la classe 16/20 mm) présente une meilleure compacité par rapport aux autres mélanges et les caractéristiques mécaniques obtenues, sont très satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes.

Concernant la corrélation, il existe une bonne corrélation linéaire entre le coefficient de courbure et la densité sèche optimale avec un coefficient de Corrélation supérieur à 0.7 ($R^2=0.978$).

Par conséquent il existe des faibles corrélations entre le coefficient d'uniformité et la densité sèche optimale ; entre le coefficient d'uniformité et la teneur en eau optimale, le coefficient de courbure et la teneur en eau optimale avec des coefficients de corrélation inférieure à 0.7. Cette faible corrélation est la conséquence de plusieurs paramètres influençant les mélanges étudiés. Ces paramètres sont : la granulométrie, la quantité des grains pour chaque

diamètre, l'absence de certaines classes dans un mélange, la forme des grains et leurs écrasements.

CONCLUSION GENERALE

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 trois mélanges granulaires du grave non traité, à des proportions granulaires différentes.(mélange ternaire, quaternaire et mixte).

La synthèse des résultats obtenus sont comme suit :

Le matériau étudié composé de plusieurs classes granulaires est peu dégradable aux sollicitations hydriques, peu fragmentable, avec une appréciation moyenne au Micro-deval et avec une résistance à la fragmentation bonne à moyenne à l'essai Los Angeles, ce qui indique qu'il peut être utilisé dans les couches de chaussée.

Les résultats de l'analyse granulométrique montrent que les mélanges : quaternaires (1, 2, 4, 5, 6) et mixte 1, 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.

Les mélanges étudiés : quaternaires (1, 2, 3, 4) et mixtes (2, 3, 4) développent des densités sèches très importantes (supérieur à 2g/cm^3), notamment avec le mélange quaternaire 4 qui a enregistré la densité sèche la plus importante ($2,67\text{ g/cm}^3$). La valeur importante de la densité sèche pour le mélange quaternaire 4 est liée à sa granulométrie bien graduée, ce que on peut remarquer avec les valeurs les plus élevées pour les coefficients de courbure et d'uniformité ($C_c=1.48$ et $C_u=5.35$) (**Tableau V.6:** résultats de coefficient d'uniformité des mélanges quaternaires).

Selon la granulométrie, la compacité change et les caractéristiques changent. En effet, plus les courbes granulométriques sont étalées et plus la densité sèche est élevée et nous allons avoir une meilleure compacité. Cette petite conclusion est confirmée avec les résultats obtenus dans le mélange quaternaire 4.

Concernant la corrélation, il existe une bonne corrélation linéaire entre le coefficient de courbure et la densité sèche optimale avec un coefficient de Corrélation supérieur à 0.7 ($R^2=0.978$).

Par conséquent il existe des faibles corrélations entre le coefficient d'uniformité et la densité sèche optimale ; entre le coefficient d'uniformité et la teneur en eau optimale, le coefficient de courbure et la teneur en eau optimale avec des coefficients de corrélation inférieure à 0.7.

Cette faible corrélation est la conséquence de plusieurs paramètres influençant les mélanges étudiés. Ces paramètres sont : la granulométrie, la quantité des grains pour chaque diamètre, l'absence de certaines classes dans un mélange, la forme des grains et leurs écrasements.

Le but principal de cette recherche est de déterminer le mélange parfait qui présente des caractéristiques mécaniques optimales. Lorsqu'on mentionne des caractéristiques mécaniques améliorées, on parle de plus de compacité, de plus de résistance et de moins de désordres.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Arquíe,G & Morel,G.(1988). Le compactage. Editions Eyrolles, Paris.
- Arquíe,G. (1973). Théorie générale de l'influence de la teneur en eau sur les résultats du compactage. Bulletin, LCPC.
- Arsenie I, M. (2013). Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue. Thèse de doctorat de l'Université de Strasbourg, France.
- Barrillot ,J et Cabanes,J et Carillo ,P. (2018), La route et ses chaussées. Edition : Collection blanche BTP, France.
- Berthaud, Y et Debuhan, P et Schmitt, N. (2008). Aide-mémoire mécanique des sols concepts application. Dunod, Paris.
- Biarez. (1974). La pratique du compactage. Edition Eyrolles (France)
- Bouterfas, M(2012). Optimisation de la compacité du squelette granulaire. Mémoire de magister, Faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen, Algérie.
- Boussaid,K. (2005). Sols intermédiaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'université de Nantes, novembre 2005.
- Biarez, J & Hicher, P,Y. (1977). Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires. Revue Française de génie civil, volume 1, N° 4, pp. 607-631, 1997.
- Boudlal, O. (2016). Principaux essais de mécanique des sols et de géotechnique routière. (Polycopié de TP), Université Mouloud Mammeri Tizii-Ouzou.
- Berga, A. Eléments de mécanique des sols. Centre universitaire de Béchar, année universitaire 2003 – 2004.
- Bouafia , A.(2008). Mécanique des sols appliquée Problèmes résolus. (2^{ème} édition), SAB, Alger.
- Boukemouche ,L. (2006). Etude de l'influence des particules fines sur les couches de base et de fondation des assises de chaussées. Mémoire de magister en génie civil. Université A, MIRA de Bejaïa, Algérie.
- Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP).
- Catalogue des structures types des chaussées neuves, édition 1998.
- Cheung, L. & Dawson, A, R. (2002) The effects of particle and mix characteristics on the performance of some granular materials. University of Nottingham, Annual Meeting TRB.

- Cumberland, D, J. and Crawford, R, J.(1987) The Packing of Particles, Handbook of powder technology, Elsevier, 150 p.
- German R. M. (1989)."Particle packing characteristics", Metal Powder Industries Federation.
- Hanini, W. (2012). Etude de l'incidence de la granularité sur la compacité des mélanges granulaires. Mémoire de magister de l'Université de Tlemcen.
- Hassaine, D. R. (1990). Contribution à l'étude du compactage au laboratoire. Mémoire d'ingénieur de l'Université Abou bekrbelkaid.
- Holtz, R.D & Kovacs,W.D. (1991) Introduction à la géotechnique. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Jeuffroy, G. (1978). « Conception et construction des chaussées » cours de l'école nationale des ponts et chaussées. Tome I, édition Eyrolles.
- Jeuffroy,G. (1985)Conception et construction des chaussées. Tome II : Les matériaux, les matériels, les techniques d'exécution des travaux. Editions Eyrolles, Paris,
- Kaufman, W. W. et Ault, J. C. (1977). Design of surface mine haulageroads
- . Knapton, J. (1988). The sructural design of heavyduty pavements for ports and other industries. British Ports Federation. London, England.
- Kumar, V. (2000). Design and construction of haulroads using flyash. (Mémoire de maitrise, University of Alberta).
- Louafi, B. (1997) Stabilisation d'une bentonite par ajout de sable. Interaction sol-matériau d'amendement. Thèse de magister en géotechnique, Institut de génie civil, USTHB, Alger.
- Melbouci, B. (2005) Influence de l'énergie de compactage sur l'écrasement des grains des matériaux granulaires. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- Melbouci, B. (2002) Identification du matériau pegmatite de la région de Kabylie. Revue Algérie Equipement N° 36, décembre 2002.
- Robitaille, V et Tremblay, D. (2014), Mécanique des sols- Théorie et pratique. (2^{ème} édition), Modulo éditeur, Québec.
- Thompson, R. J. et Visser, A. T. (2000b). Selection parameters for mine haul road wearing course materials. International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment, 14(1), 1-17.
- Thompson, R. J. (2011). Design, construction, and maintenance of haulroads. SME mining engineering handbook, 1, 957-977.
- Morel.G, A. (1988). Le compactage. Eyrolles

- NF P94-061-2. Reconnaissance et essai ; détermination de la masse volumique d'un matériau en place partie 2 : méthode au densitomètre à membrane.
- NF P98-241-1. Essai relatif au 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 94-093) : Norme AFNOR : « compactage de sol ».
- 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 18-573, 2010. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – partie 2 : méthode pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).
- NF P 18-572, 2011. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (Micro Deval)
- NF P 94-066 Sols : reconnaissance et essais — Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.
- NF P 94-067). P 94-067 Sols : reconnaissance et essais — Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.