

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Rôle de la compacité dans les
couches de chaussée**

Présenté par :

BAHMED Loundja

Membres de jury:

| | | |
|-----------------------|----------------------|--------------|
| Mr GABI Smail | Professeur à l'UMMTO | Président |
| Mr MELBOUCI Bachir | Professeur à l'UMMTO | Encadreur |
| Mme BOUZEBODJA Aldjia | MCA à l'UMMTO | Examinatrice |

2021 / 2022

REMERCIEMENT

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr. MELBOUCI Bachir, professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. Je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, ses meilleurs conseils et sa rigueur durant ma préparation de ce mémoire.

Je vous suis profondément reconnaissante.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury Mr Gabi. S et Mme Bouzeboudja. A pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Enfin je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire :

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, que dieu te garde dans son vaste paradis à toi

Mon cher père.

A la Source de ma joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée afin de me voir devenir
ce que je suis, à toi chère maman.

A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination, ma sœur et mon frère.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : généralité sur les couches de chaussée

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches)..... | 4 |
| Figure I.2 : Structure d'une chaussée souple.)..... | 6 |
| Figure I.3 : Les principaux types de chaussées rigides [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]..... | 7 |
| Figure.I.4 : Coupe type d'une chaussée mixte..... | 8 |
| Figure I.5 : Chaussé semi-rigide..... | 8 |
| Figure I.6 : Chaussées souples..... | 12 |
| Figure I.7 : Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques..... | 15 |

Chapitre II : Définition de la compacité dans les couches de chaussée

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : schéma illustrant la notion de la compacité (LCPC (2004))..... | 26 |
| Figure II.2 : Essai de mesure de la compacité (El Barrak, (2005))..... | 28 |
| Figure II.3 : Dispositif de l'essai de mesure de la compacité (El Barrak,, (2005))..... | 28 |
| Figure II.4 : Schéma de la table à secousses (LCPC, (2004))..... | 29 |
| Figure II.5 : Mélange binaire sans interaction gros grains dominants (Sedran, (1999))..... | 31 |
| Figure II.6 : Mélange binaire sans interaction grains fins dominants (Sedran, (1999))..... | 32 |
| Figure II.7 : Deux classes ont le même diamètre (Sedran, (2000))..... | 32 |
| Figure II.8 : valeur des compacités pour des grains roulé et concassé (De Larrard, (2000))..... | 36 |
| Figure II.9 : Effet de la paroi du récipient (De Larrard, (2000))..... | 37 |
| Figure II.10 : Effet de paroi entre granulats (De Larrard, (2000))..... | 37 |
| Figure II.11 : Effet de desserrement (De Larrard, (2000))..... | 38 |
| Figure II.12 : Compacité pour différents modes de mise en place des grains concassés (De Larrard, (2000))..... | 38 |
| Figure II.13 : Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar & al., (2008))..... | 40 |
| Figure II.14 : Différentes méthode pour mesurer la compacité..... | 42 |

Chapitre III : Compactage et pathologies des chaussées mal compactées

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : 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..... | 47 |
| Figure III.2 : Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013))..... | 48 |
| Figure III.3 : L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990, et cité par (Nagaraj, (2005))..... | 49 |

| | |
|---|----|
| Figure III.4: Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)). | 50 |
| Figure III.5: Forces d'attraction et de répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après Le Roux, 1972 ; cité par (Caamapum De Carvalho, (1987)). | 51 |
| Figure III.6: Les effets du compactage sur la structure, d'après (Lambe, 1958). | 52 |
| Figure III.7 : Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de teneur en eau et d'énergie de compactage (d'après Cabot et al., 1993 ; cités par (Cui, 2000). | 53 |
| Figure III.8 : Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007). | 54 |
| Figure III.9 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier, 2007). | 54 |
| Figure III.10: Rouleaux de compactage in-situ (SHAHIN, 2010). | 56 |
| Figure III.11 : le phénomène de feuilletage. | 63 |
| Figure III.12 : apparition des fissures longitudinales sur les routes. | 63 |
| Figure III.13 : affaissement des chaussées. | 64 |
| Figure III.14 : Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement. | 65 |
| Figure III.15 : Tassement des couches de chaussées. | 65 |
| Figure III.16 : - décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement. | 66 |
| Figure III.17 : Ornière à faible rayon dans les couches de chaussées. | 67 |
| Figure III.18 : Ornière à grand rayon dans les couches de chaussées. | 67 |
| Figure III.19 : Désenrobage et arrachement dans les couches de chaussées. | 68 |
| Figure III.20 : Coupe et tranchée sur les routes. | 69 |

Chapitre IV : Identification des matériaux de l'étude

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 : Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. | 72 |
| Figure IV.2 : Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire. | 72 |
| Figure IV.3 : Lavage général des granulats utilisés au laboratoire. | 73 |
| Figure IV.4 : essai de pycnomètre. | 74 |
| Figure IV.5 : Appareil de l'essai Los Angeles. | 76 |
| Figure IV.6 : résultats de l'essai Los Angeles. | 76 |
| Figure IV.7 : Appareil de l'essai Micro-Deval. | 79 |
| Figure IV.8 : Le mélange échantillon/boulets. | 79 |
| Figure IV.9 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant et après pilonnage. | 83 |
| Figure IV.10 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant 1er cycle et après 4ème cycle imbibition/séchage. | 86 |

Chapitre V : Compacité des mélanges granulaires

| | |
|---|----|
| Figure V.1 : courbe granulométrique du mélange binaire..... | 89 |
| Figure V.2 : courbe granulométrique du mélange ternaire..... | 90 |
| Figure V.3 : courbe granulométrique du mélange mixte (5classes)..... | 91 |
| Figure V.4 : courbe Proctor du mélange binaire (1)..... | 94 |
| Figure V.5 : courbe Proctor du mélange binaire (2) | 94 |
| Figure V.6 : courbe Proctor du mélange binaire (3)..... | 95 |
| Figure V.7 : courbe Proctor du mélange ternaire (1)..... | 95 |
| Figure V.8 : courbe Proctor du mélange ternaire (2)..... | 95 |
| Figure V.9 : courbe Proctor du mélange mixte de 5 classes(1)..... | 96 |
| Figure V.10 : courbe Proctor du mélange de 5classes mixte (2)..... | 96 |
| Figure V.11 : courbe Proctor du mélange mixte de 5classes (3)..... | 96 |
| Figure V.12 : courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP..... | 99 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : généralité sur les couches de chaussées et leurs constituants

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Répartition du réseau routier Algérien | 9 |
| Tableau I.2 : Classification des trafics en France (Babilotte et al. (1994) | 13 |
| Tableau I.3 : Classe de trafic en fonction CAM de poids lourd (LCPC-SETRA (1977) | 14 |
| Tableau I.4 : Portance de sol en fonction de l'indice de CBR, (LCPC-SETRA (2000) | 16 |
| Tableau I.5 : Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau (LCPC-SETRA (2000) | 18 |
| Tableau I.6 : Les causes probables en fonction de la plupart des dégradations, (Amani 2017)..... | 22 |

Chapitre II : Définition de la compacité dans les couches de chaussées

| | |
|--|----|
| Tableau II.1 : Compacités des granulats concassés pour différents modes de mise en place..... | 39 |
|--|----|

Chapitre III : compactage et pathologie des couches de chaussées mal compactées

| | |
|---|----|
| Tableau III.1 : Objectifs du compactage principaux lors de la réalisation des travaux routier..... | 45 |
| Tableau III.2 : Application de différents équipements de compactage sur différents types de sols (d'après Caterpillar Co., 1977 ; cite par (Holtz.R.D, 1999).[23]..... | 59 |

Chapitre IV : Identification des matériaux de 'étude

| | |
|---|----|
| Tableau IV.1 : Résultat de l'essai pycnomètre..... | 74 |
| Tableau IV.2 : Charge de boulets relatifs en fonction de la classe granulaire choisie..... | 75 |
| Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Los Angeles..... | 76 |
| Tableau IV.4 : Type des graviers selon le coefficient LA..... | 77 |
| Tableau IV.5 : Classe granulaires, poids d'échantillons et boulets équivalent..... | 78 |
| Tableau IV.6 : : Résultats de l'essai Micro Deval..... | 80 |
| Tableau IV.7 : Tableau des valeurs de référence (Micro-Deval)..... | 80 |
| Tableau IV.8 : Catégorie des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM année)..... | 81 |
| Tableau IV.9 : tableau récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles..... | 81 |
| Tableau IV.10 : Résultats du tamisage avant pilonnage..... | 82 |
| Tableau IV.11 : Résultats du tamisage après pilonnage..... | 83 |
| Tableau IV.12 : Valeurs de références..... | 84 |
| Tableau IV.13 : Résultats du tamisage avant pilonnage..... | 85 |

| | |
|---|----|
| Tableau IV.14 : Résultats du tamisage après pilonnage..... | 86 |
| Tableau IV.15 : valeur de référence..... | 87 |

Chapitre V : Compacité des mélanges granulaires

| | |
|---|----|
| Tableau V.1 : Pourcentages du mélange binaire..... | 89 |
| Tableau V.2 : Pourcentages du mélange ternaire..... | 90 |
| Tableau V.3 : Pourcentages du mélange mixte composé de 5 classes. | 90 |
| Tableau V.4 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (1)..... | 92 |
| Tableau V.5 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (2)..... | 93 |
| Tableau V.6 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (3)..... | 93 |
| Tableau V.7 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange ternaire (1)..... | 93 |
| Tableau V.8 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange ternaire (2)..... | 93 |
| Tableau V.9 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (1)..... | 93 |
| Tableau V.10 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (2)..... | 94 |
| Tableau V.11 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (3)..... | 94 |
| Tableau V.12 : Compacité selon 2 couches..... | 97 |
| Tableau V.13 : Compacité selon 3 couches..... | 97 |
| Tableau V.14 : Compacité selon 5 couches..... | 98 |
| Tableau V.15 : L'analyse granulométrique d'un mélange idéal CTP..... | 98 |
| Tableau V.16 : Résultats d'essai Proctor modifié d'un mélange idéal CCTP..... | 99 |

LISTE DES ABREVIATIONS

NE : Trafic cumulé équivalent

C : le facteur de cumul sur la période de calcul

P : durée de vie.

τ : Taux de croissance de trafic.

CAM : le coefficient d'agressivité moyenne de PL par rapport à l'essieu de référence

CBR : californien bearing ratio

I: indice CBR (sol support).

Log : logarithme décimal.

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

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

Cu : coefficient d'uniformité

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

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

Dc : degré de compacité

Cexp : compacité expérimentale

SDG : Le Soil Density Gauge

MEC : Modèle d'Empilement Compressible

MSS : Modèle de Suspension Solide

MLC : Modèle Linéaire de Compacité

γ_1 : compacité virtuelle du mélange pour la classe dz i dz dominante

n : nombre de classes granulaires

β_i : compacité propre virtuel de la classe "i"

γ_i : proportions volumiques (par rapport au volume solide total)

a_{ij} : effet de desserrement

b_{ij} : effet de paroi

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

MTLH : matériaux traités aux liants hydrauliques

BB : bétons bitumineux

TMJA : trafic moyen journalier annuel

TRRL : Transport and Road Research Laboratory

CPS : Cahiers des Prescriptions Spéciales

γ_d : poids volumique sec

M1 : masse de pycnomètre+bouchon

M2 : masse de pycnomètre+le sol

M3 : masse de pycnomètre + sol +eau

M4 : masse de pycnomètre + l'eau distillée

ρ_s : La masse volumique des grains solides

LA : coefficient Los Angeles

M : masse sèche totale de l'échantillon

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

MDE : coefficient micro-Deval

FR : Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux

DG : le coefficient de dégradabilité

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

SETRA Service d'Etudes Technique des Routes et Autoroutes

LCPC : laboratoire central des ponts et chaussées

CMSS : compacité réelle (modèle de suspension solide)

CCDG : cahier des charges et devis généraux

CPS : cahier des prescriptions spéciales

SOMMAIRE

| | |
|---|----|
| Remerciement | |
| Dédicace | |
| Liste des figures | |
| Liste des tableaux | |
| Liste des abréviations | |
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre I : Généralités sur les couches de chaussée | |
| I.1. Introduction | 3 |
| I.2. Définition de la chaussée | 3 |
| I.3. Constitution des structures de chaussée | 3 |
| I.3.1. La couche de surface | 4 |
| I.3.1.1. La couche de roulement | 4 |
| I.3.1.2. La couche de liaison | 4 |
| I.3.2. La couche d'assise | 5 |
| I.3.2.1. Couche de fondation | 5 |
| I.3.2.2. Couche de base | 5 |
| I.3.3. La plateforme support du chaussée | 5 |
| I.3.3.1. Sol support | 5 |
| I.3.3.2. Couche de forme..... | 6 |
| I.4. Différents types de structures de chaussée | 6 |
| I.4.1. Les chaussées souples | 6 |
| I.4.2. Chaussées rigides | 7 |
| I.4.3. Chaussées mixtes | 8 |
| I.4.4. Chaussée semi-rigide | 8 |
| I.5. Les chaussées en Algérie ⁹ | |
| I.5.1. Les différentes couches des chaussées souples | 9 |
| I.5.1.1. La couche de fondation | 10 |
| I.5.1.2. La couche de base | 11 |
| I.5.1.3. La couche de surface | 11 |
| I.5.2. Avantages des chaussées souples | 12 |
| I.5.3. Inconvénients des chaussées souples | 12 |

| | |
|---|----|
| I.6. Dimensionnement de la structure de chaussée | 12 |
| I.6.1. Critère de dimensionnement | 12 |
| I.6.1.1. Trafic | 13 |
| I.6.1.2. Le climat et l'environnement | 14 |
| I.6.1.3. Les matériaux de chaussée | 15 |
| I.6.1.4. Le sol support | 15 |
| I.6.2. Les principales méthodes de dimensionnement | 16 |
| I.6.2.1. Approches empiriques ou classiques | 16 |
| I.6.2.2. Les méthodes semi empiriques | 19 |
| I.6.2.3. Approches théoriques ou rationnelle | 20 |
| I.7. Durée de vie d'une chaussée | |
| I.7.1. Description et classification des principales dégradations | 22 |
| I.8. Traitement des chaussées | 24 |
| I.9. Conclusion | 24 |
| Chapitre II : définition de la compacité dans les couches de chaussées | |
| II.1. Introduction | 25 |
| II.2. Définition de la compacité | 25 |
| II.3. Mesure de la compacité d'un granulat | 26 |
| II.4. Méthodes de mesure de la compacité | 26 |
| II.4.1. Méthode de versement simple | 26 |
| II.4.2. Méthode de Piquage | 27 |
| II.4.3. Méthode de vibration avec compression | 27 |
| II.4.4. Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses | 28 |
| II.5. Type de compacité | 29 |
| II.5.1. Compacité virtuelle | 29 |
| II.5.2. Compacité réelle | 29 |
| II.6. Modèles de prévision de la compacité des milieux granulaires | 30 |
| II.6.1. Modèle linéaire de compacité (MLC) | 30 |
| II.6.2. Mélanges binaires sans interactions | 31 |
| II.6.3. Modèle d'empilement virtuel | 32 |
| II.6.4. Modèle de suspension solide (MSS) | 34 |
| II.6.5. Modèle d'empilement compressible (MEC) | 35 |
| II.7. Les compacités recommandées sur le chantier | 35 |
| II.8. Les facteurs influençant la compacité | 36 |

| | |
|---|----|
| II.8.1. Effet de la taille et la forme des grains | 36 |
| II.8.2. Effet de la paroi du récipient | 36 |
| II.8.3. Effet de la paroi des gros granulats | 37 |
| II.8.4. Effet de desserrement | 37 |
| II.8.5. Effet du mode de mise en place (l'énergie de serrage) | 38 |
| II.8.6. Effet de la ségrégation | 39 |
| II.8.7. Effet de l'étendue granulaire | 39 |
| II.8.8. Effet de la granulométrie sur la compacité | 40 |
| II.9. Contrôle de la compacité | 40 |
| II.9.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2) | 41 |
| II.9.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1) | 41 |
| II.9.3. Le soil density gauge (SDG) | 41 |
| II.9.4. L'essai à la plaque | 42 |
| II.10. Conclusion | 42 |

Chapitre III : Compactage et pathologies des chaussées mal compactées

| | |
|---|----|
| III.1. Introduction | 44 |
| III.2. Définition de compactage des matériaux | 44 |
| III.2.1. Définition de la compacité dans les couches de chaussées | 44 |
| III.3. Objectifs du compactage | 45 |
| III.3.1. Les objectifs de la qualité | 46 |
| III.4. Les paramètres influençant le compactage | 46 |
| III.4.1. Teneur en eau | 46 |
| III.4.2. Nature du matériau | 47 |
| III.4.3. L'énergie de compactage | 47 |
| III.4.4. La granulométrie | 48 |
| III.4.5. Type de sol | 48 |
| III.4.6. La méthode de compactage | 49 |
| III.5. Théorie de compactage | 50 |
| III.5.1. Les interactions entre les particules | 51 |
| III.5.2. La structure des sols compactés | 52 |
| III.6. Condition de compactage | 54 |
| III.6.1. Des règles de base pour le compactage | 55 |
| III.7. Les méthodes de compactage | 55 |
| III.7.1. Compactage dynamique | 55 |

| | |
|--|----|
| III.7.2. Compactage statique | 56 |
| III.8. Les engins de compactage | 56 |
| III.8.1. Rouleaux à bandage lisses | 56 |
| III.8.2. Rouleaux à pneus | 57 |
| III.8.3. Rouleaux vibrants | 57 |
| III.8.4. Rouleaux à pieds dameurs | 58 |
| III.8.5. Rouleaux à segments | 58 |
| III.9. Les dégradations des chaussées | 59 |
| III.9.1. Principales causes des dégradations | 60 |
| III.9.2. Types de pathologies de la chaussée | 61 |
| III.9.3. Les pathologies de compactage | 62 |
| III.10. Conclusion | 69 |

Chapitre IV : Identification des matériaux d'étude

| | |
|--|----|
| IV.1. Introduction | 70 |
| IV.2. Programme expérimental | 70 |
| IV.3. Matériaux utilisés | 71 |
| IV.3.1. Les granulats | 71 |
| IV.3.2. Les matériaux utilisés au laboratoire | 71 |
| IV.3.3. Préparation de matériaux | 72 |
| IV.4. Les essais d'identifications | 73 |
| IV.4.1. La masse volumique des grains solides ; méthode de pycnomètre (NF P 94-054)... | 73 |
| IV.4.1.1. Principe de l'essai | 73 |
| IV.4.1.2. Mode opératoire | 73 |
| IV.4.1.3. Résultats De l'essai | 74 |
| IV.4.2. Essai Los Angeles (NF P 18-573) | 74 |
| IV.4.2.1. Principe de l'essai | 74 |
| IV.4.2.2. Mode opératoire | 75 |
| IV.4.2.3. Présentation des résultats | 76 |
| IV.4.2.4. Interprétation des résultats | 77 |
| IV.4.3. Essai Micro Deval (NF P 18-572)..... | 77 |
| IV.4.3.1. Principe de l'essai | 77 |
| IV.4.3.2. Mode opératoire | 78 |
| IV.4.3.3. Présentation des résultats | 79 |
| IV.4.3.4. Interprétation des résultats | 80 |

| | |
|--|-----|
| IV.4.4. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066) | 81 |
| IV.4.4.1. Principe de l'essai | 81 |
| IV.4.4.2. Mode opératoire | 82 |
| IV.4.4.3. Présentation des résultats | 82 |
| IV.4.4.4. Interprétation des résultats | 84 |
| IV.4.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067) | 84 |
| IV.4.5.1. Principe de l'essai | 84 |
| IV.4.5.2. Mode opératoire | 85 |
| IV.4.5.3. Présentation des résultats | 85 |
| IV.4.5.4. Interprétation des résultats | 87 |
| IV.5. Conclusion | 87 |
| Chapitre V : Compacité des mélanges granulaires | |
| V.1. Introduction | 88 |
| V.2. Programme expérimental | 88 |
| V.2.1. Les classes granulaires | 89 |
| V.2.2. Présentation des mélanges étudiés | 89 |
| V.2.2.1. Mélange binaire | 89 |
| V.2.2.2. Mélange ternaire | 90 |
| V.2.2.3. Mélange mixte (5 classes) | 90 |
| V.3. Essai Proctor modifié (NF P 94-093) | 91 |
| V.3.1. Principe de l'essai | 91 |
| V.3.2. Mode opératoire | 91 |
| V.4. Présentation des résultats | 92 |
| V.5. Compacité selon 2 couches | 97 |
| V.6. Compacité selon 3 couches | 97 |
| V.7. Compacté selon 5 couches | 98 |
| V.8. Compacité selon le fuseau CTPP | 98 |
| V.9. Interprétation des résultats | 99 |
| V.10. Conclusion | 101 |
| Conclusion générale..... | 102 |
| Références bibliographiques | |

INTRODUCTION GENERALE

Les chaussées sont des structures constituées d'une succession de couches de matériaux dont la résistance géotechnique décroît généralement de la surface vers la profondeur. Elles sont dans la majeure partie des cas constituées de deux ou plusieurs couches et leur résistance dépend essentiellement de leur granulométrie et de leur 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 granulométrie est donc un des paramètres dont l'impact sur la performance peut varier sensiblement. En effet, une modification de la granulométrie qui entraîne une augmentation de la densité relative, pour un même effort de compactage, provoque une diminution de la déformation permanente.

La compacité granulaire est une donnée importante à prendre en compte dans les couches de chaussée. En effet, Plus les grains seront resserrés les uns contre les autres, meilleure sera la résistance au cisaillement et meilleur sera le comportement couches de chaussées ; c'est la raison pour laquelle on recherche l'indice des vides le plus petit possible (correspondant au pic de la courbe Proctor).

Dans un souci d'apprécier les effets de la compacité de la granulométrie sur la performance des matériaux granulaires, ces effets seront mesurés non seulement sur les qualités de l'essai Proctor modifié, mais aussi sur l'aptitude à conserver ces qualités au niveau des couches de chaussée.

Il est théoriquement possible d'obtenir une granulométrie spécifique par le mélange de différentes classes granulaires. Il suffit de calculer les proportions de chaque classe granulaire connue pouvant permettre d'obtenir le matériau désiré.

L'objectif de cette étude est donc d'arriver à optimiser la granulométrie des matériaux granulaires des couches des chaussées dans le but d'améliorer la performance globale de la chaussée par une meilleure compacité (densité sèche la plus élevée).

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres.

Le premier chapitre comporte un exposé général sur la chaussée et en passant par la classification des types de chaussée.

Le second chapitre décrit la compacité des matériaux routiers, son rôle, les facteurs influençant celle-ci comme la granulométrie et ces différents types.

Le troisième chapitre traite le compactage, les paramètres qui l'influencent et son effet sur les pathologies des routes.

Le quatrième chapitre est consacré à l'identification du matériau de l'étude comportant les essais de : la masse volumique des grains solides ; LA ; MDE ; dégradabilité et fragmentabilité.

Le cinquième chapitre regroupe les essais Proctor modifié suivant deux, trois et cinq couches portant sur des granulométries composées de deux, trois et cinq classes granulaires suivant des proportions différentes pour chacune des classes granulaires.

Le mémoire se termine par une conclusion générale synthétisant les cinq chapitres et des références bibliographiques.

I.1. Introduction

Les chaussées (routières, ferroviaires, aéroportuaires, de tramway, industrielles, etc.) sont des structures composites, multicouches, souvent complexes, conçues pour résister sur une durée de vie relativement longue aux multiples sollicitations mécaniques (liées principalement au passage de charges lourdes) et climatiques (cycles de température, pluie, gel, UV, etc.), qui l'une après l'autre dégradent imperceptiblement les performances initiales des matériaux et de leurs interfaces.

Ce chapitre donne un aperçu des types de chaussées, des couches et de leurs fonctions et des principales méthodes de dimensionnement.

I.2. Définition de la chaussée

La chaussée est une structure multicouche mise en œuvre sur une plateforme support de sol terrassé. Elle supporte plusieurs types de sollicitations : répartition de la contrainte des charges verticales (référence : essieu standard de 130KN), sollicitations tangentielles dues au passage des véhicules (mouvement entraînant des efforts horizontaux), sollicitations climatiques (eaux infiltrées, gel).

La chaussée doit avoir une épaisseur telle que la pression verticale transmise au sol soit suffisamment faible afin que celui-ci puisse la supporter sans dégradation. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes [collection technique Cimbéton (2019)].

I.3. Constitution des structures de chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme de chaussée, constituée du sol terrassé, le plus souvent surmonté d'une couche de forme (Figure I.1), (Derfouf et al. (2016)).

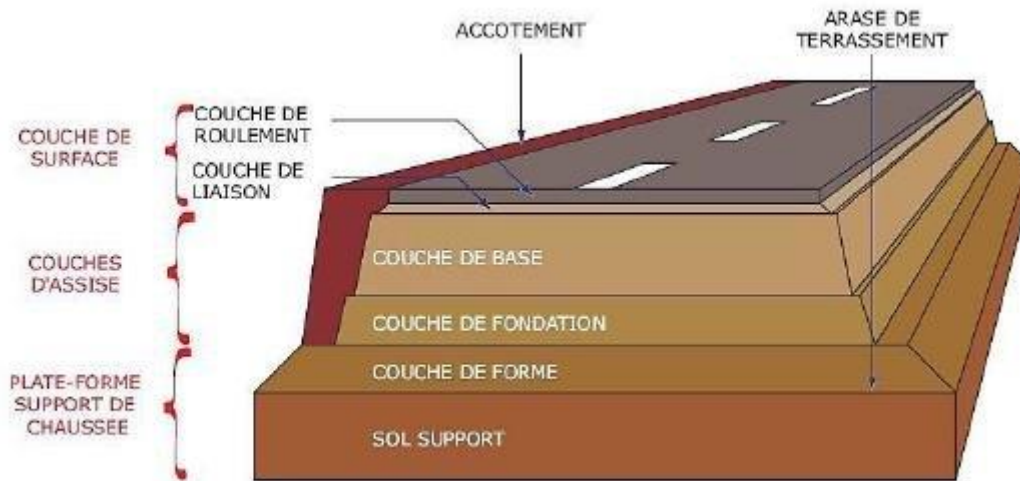


Figure I.1 : Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches

I.3.1. La couche de surface

Elle a aussi généralement une structure bicouche, avec :

I.3.1.1. La couche de roulement

Elle est directement en contact avec les charges de trafic et contient généralement des matériaux de qualité supérieure. Ils sont généralement construits avec du béton bitumineux dense (AC). Les fonctions et les exigences de cette couche sont :

- Elle fournit des caractéristiques telles que le frottement, la douceur, le drainage, etc.
- Elle empêchera également l'entrée de quantités excessives d'eau de surface dans la couche de base, de fondation et la sous-couche sous-jacente, Elle doit être solide pour résister à la déformation sous la circulation et fournir une surface de roulement lisse et antidérapante,
- Elle doit être étanche pour protéger l'ensemble de la couche de base et de fondation de l'effet affaiblissant de l'eau.

I.3.1.2. La couche de liaison

Interposée entre la couche de surface et la couche de base. Elle est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée et doit satisfaire quatre objectifs principaux :

- La sécurité et le confort usagers, qui dépendent directement des caractéristiques de surface.
- Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels déverglaçés et des divers polluants susceptibles d'être répandus en surface.

- L'impact sur l'environnement, qui consiste essentiellement en la réduction des bruits de roulement.
- Les possibilités de régénération des caractéristiques de surface.

I.3.2. La couche d'assise

Les couches d'assises sont généralement composées de la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches en matériaux élaborés apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plateforme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

I.3.2.1. Couche de fondation

Couche sous-jacente à la plateforme, la couche de fondation permet d'assurer une répartition homogène des contraintes sur la couche de forme ou sur la plateforme supérieure des terrassements. Les matériaux naturels qui la composent doivent avoir un CBR supérieur à 30 selon le trafic et ne doivent pas être friables.

La couche de fondation doit assurer aussi un bon drainage et avoir une compacité minimale de 95% de l'OPM. Suivant le cas et la nature du sol support il est admis une sous-couche de fondation dont le rôle est de stabiliser les couches sous-jacentes à la fondation, (CEPTP (1984)).

I.3.2.2. Couche de base

La construction de cette couche doit faire l'objet d'une attention particulière : le matériau utilisé dans cette couche doit pouvoir résister aux contraintes résultantes du trafic, (Khireddine et al. (2016)).

I.3.3. La plateforme support de la chaussée

La plateforme est très importante car la plupart des méthodes de dimensionnement s'appuient sur la résistance au poinçonnement du sol de plateforme. Comme nous l'avons souligné précédemment la plateforme est constituée de :

I.3.3.1. Sol support

Qui représente le sol terrassé devant recevoir la route et pouvant être en remblai ou en déblai.

I.3.3.2. Couche de forme

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe qui sert à adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussées. Elle n'y est utilisée que pour opérer de corrections géométriques et améliorer la portance du sol support à long terme. L'épaisseur de la couche de forme est en général entre 40 et 70 cm, (ENSTP (2010)).

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

Les structures souples comprennent une couche de matériaux bitumineux d'épaisseur inférieure à 15 cm, parfois limitée à un enduit superficiel sur une assise composée d'une ou de plusieurs couches de matériaux granulaires non traitées. Les sollicitations dues au trafic sont entièrement transmises de façon non uniforme au sol qui est sollicité en compression simple. Ces sollicitations conduisent à la déformation de la couche d'assise non liée et à celle de la couche de roulement.

Cette structure se présente comme illustré sur la figure ci-dessous ; (Michai (2006)).

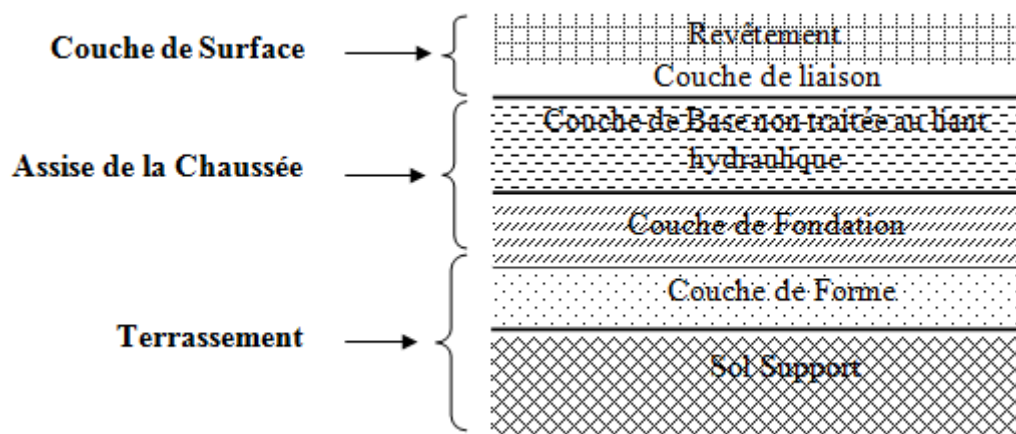


Figure I.2 : Structure d'une chaussée souple.

I.4.2. Chaussées rigides

Les chaussées rigides sont des chaussées en béton de ciment d'épaisseur de 15 à 40 cm, recouvertes ou pas par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation soit directement sur le support de la chaussée.

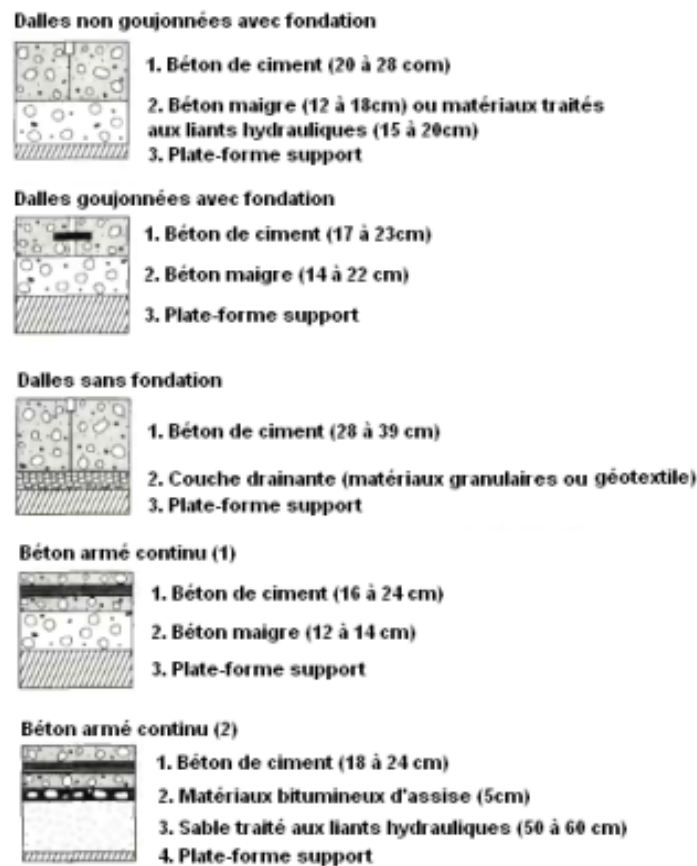


Figure 1.3 Les principaux types de chaussées rigides [Guide technique SETRA-LCPC, 1994]

Les sollicitations de trafic sont reprises en flexion par la couche de béton de ciment et la sollicitation déterminante est la contrainte de traction par flexion à la base de cette couche. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. L'effet de la prise du béton et de variations thermiques est la fissuration de retrait du béton, généralement contrôlée par des joints transversaux ou par la mise en place d'armatures continues longitudinales (répartition par adhérence de déformations de retrait par de fissures fines).

Les principaux modes d'endommagement sont la fissuration due aux contraintes de tractions excessives à la base des dalles discontinues et le phénomène de pompage relié à l'évolution des conditions d'appui aux alentours des joints et des fissures, (Arsenie (2013)).

I.4.3. Chaussées mixtes

Structure comporte une couche de surface bitumineuse et une couche de base (10 à 20 cm) en matériaux bitumineux (généralement de la grave bitume) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques, (20 à 40cm) (Chibani (2017)).

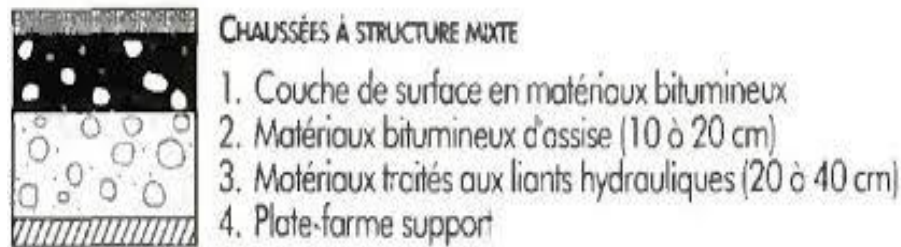


Figure.I.4 : Coupe type d'une chaussée mixte.

La grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques permet de diffuser et d'atténuer les contraintes transmises au support de chaussée. Les couches bitumineuses ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche de fondation, (Barillot et al. ; (2018)).

I.4.4. Chaussée semi-rigide

Elles comportent une couche de base (et quelque fois une couche de fondation) traité au liant hydraulique (ciment, laitier granulé...)

La couche de roulement est en enrobé hydrocarboné et repose quelque fois par l'intermédiaire d'une couche de liaison également en enrobé hydrocarboné sur la couche de base traitée dont l'épaisseur strictement minimale doit être de 15 cm.

Les chaussées comportant une couche de base et/ou une couche de fondation en sable gypseux, on les rencontre fréquemment dans les zones arides, (Dumont (2001)).

Semi-rigide



BBSG
MTLH
MTLH
Sol

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

MTLH : matériaux traités aux liants hydrauliques

Figure I.5 : Chaussée semi-rigide.

I.5. Les chaussées en Algérie

L'Algérie possède l'un des plus denses patrimoines routiers du continent africain enviable de 112 696 Km et composé de plusieurs types de chaussées notamment les chaussées souples. 60% de ces routes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m conçues totalement en structure souple. La répartition du réseau routier algérien est donnée dans le tableau (I.1) ci-dessous.

Tableau I.1 : Répartition du réseau routier Algérien

| Type de Routes | Revêtues | Pistes |
|----------------|----------|--------|
| RN | 87% | 13% |
| CW | 90% | 10% |
| CC | 57% | 43% |

L'utilisation obligatoire des matériaux locaux dont les solutions de mise en œuvre s'écartent des normes admises a abouti à la mise au point de techniques particulières propres aux conditions locales (chaussées sahariennes).

La politique actuelle du secteur des travaux routiers et les ouvrages d'arts veut toujours que les routes soient en chaussées souples (bétons bitumineux BB).

Plusieurs catégories de chaussées souples sont identifiées. En plus de la chaussée classique ou conventionnelle, on distingue d'après Barillot et al. (2018) :

- Les chaussées souples pleine profondeur sont aussi appelées chaussées souples toute épaisseur. Elles regroupent les structures où les mélanges bitumineux employés pour toutes les couches au-dessus du sol support, à l'exception d'une couche de forme (dénivellement) granulaire drainante posée sur l'infrastructure (sol support) ;
- Les chaussées souples profondes, aussi appelées chaussées souples grande épaisseur, qui regroupent les structures où le revêtement et la couche de fondation sont en enrobés bitumineux.

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement, comprise entre 30 et 60 cm.

I.5.1. Les différentes couches des chaussées souples

Les chaussées souples sont constituées par des couches superposées des matériaux au sein desquels la répartition des charges se fait par des mécanismes classiques de distribution des

contraintes dans le sol. Les couches supérieures sont plus résistantes et moins déformables que les couches inférieures.

Une chaussée souple est constituée de trois couches principales : la couche de fondation, la couche de base et de surface. Les couches de base et de fondation constituent les assises de chaussée ou corps de chaussée éventuellement complétés par des sous couches (Coquant (1978)) :

- Une couche de forme employée lorsque le terrain naturel présente des caractéristiques particulièrement médiocres et hétérogènes. Cette couche est réalisée par terrassement du terrain naturel. Lors des travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement, permet la circulation des engins de chantier, de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et protège celui-ci de gel.
- Une sous couche de fondation qui peut être anti –contaminante (environ 10cm) qui empêche la contamination par les particules lors de compactage ou en service.
- Sous couche anticapillaire pour limiter la remontée capillaire en présence d'une nappe aquifère
- Sous couche drainante qui assure le drainage

I.5.1.1. La couche de fondation

Dans la couche de fondation, les qualités de résistance aux déformations permanentes et celles de rigidités doivent se conserver sous l'effet de trafic. Pour cela les granulats doivent résister à la fragmentation et à l'attrition. Cette couche doit rester insensible à l'eau, au gel et aux fortes températures pour que ces qualités demeurent quelles que soit les conditions climatiques.

En général, la réalisation des couches de fondation ne pose pas assez de difficulté car un grand nombre de matériaux sont convenables, soit améliorés par un traitement approprié, soit simplement apportés. On peut utiliser les graves concassés ou le tout-venant d'oued. Ces matériaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Être sujets au compactage afin d'atteindre un aménagement stable des grains au faible indice de vide, donc une forte densité sèche.
- Être peu sensible à l'eau, pour cela la, il faut que la proportion d'éléments fins argileux soit faible. Ces matériaux doivent être d'indice de plasticité nul ou inférieur à cinq (5)

- Conserver une portance suffisante même dans les conditions hygrométriques

Elle est d'épaisseur comprise entre 20 et 50 cm.

I.5.1.2. La couche de base

Epaisse généralement de 10 à 20 centimètres, elle doit être construite avec beaucoup de soin, car c'est à l'intérieur de laquelle les pressions élevées dues aux charges s'atténuent suffisamment pour être supportées soit par le terrain, soit presque toujours par une ou plusieurs couches de fondation beaucoup plus grossières. Pour cela l'emploi d'un matériau compactable pour la réalisation d'une couche de base doit faire l'objet d'un contrôle particulier. Cette couche qui est protégée superficiellement par la couche de surface est généralement constituée par des graves concassés.

I.5.1.3. La couche de surface

Dans une chaussée, la couche de surface joue un rôle important, de son choix dépendront les choix au niveau des couches inférieures. Elle sert de protection pour les couches de base, résiste au cisaillement et absorbe les efforts horizontaux. Cette couche est constituée de :

- La couche de roulement qui est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées de trafic et de climat. Elle est enrobée dense en bétons bitumineux.

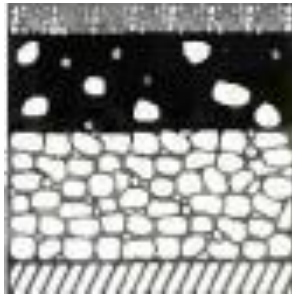
L'épaisseur de la couche de roulement en général entre 6 et 8 cm.

- La couche de liaison entre les couches d'assises et la couche de roulement enrobée semi-dense 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

La figure ci-dessous présente d'une manière générale les différentes couches d'une chaussée souple



1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (< 15 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (20 à 50 cm)
4. Plate-forme support

Figure I.6 : Chaussées souples.

I.5.2. Avantages des chaussées souples

- ✓ Structures économiques ;
- ✓ E plus élevé : de 1000 à 15000 MPa ;
- ✓ Dosage en liant faible (3 à 6%) ;

I.5.3. Inconvénients des chaussées souples(Agal, (2005))

- ✓ Faible rigidité ;
- ✓ Epaisseur élevée ;
- ✓ Module dépend de la température à 40°C 1/10 du module à 10°C ;

I.6. Dimensionnement de la structure de chaussée

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

I.6.1. Critère de dimensionnement

La méthode de dimensionnement prend en considération les facteurs suivants :

I.6.1.1. Trafic

La connaissance du trafic et, principalement de trafic poids lourd (véhicule dont la charge utile est supérieure ou égale à 5 tonnes), constitue un des éléments essentiels pour un bon dimensionnement de la structure de la chaussée. D'après Babilotte et al. (1994), ce trafic s'exprime généralement par deux paramètres :

- ❖ Le TMJA (trafic moyen journalier annuel) à la mise en service qui permet de choisir les matériaux nécessaires pour la construction de la chaussée.
- ❖ Le nombre cumulé d'essieux de référence passant sur la chaussée tout au long de sa durée de vie et qui sert à faire le calcul de dimensionnement proprement dit.

a. Trafic à la mise en service

Ce trafic compté sur la base du TJMA (trafic moyen journalier annuel) est estimé à partir du trafic PL par sens circulant sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service de la route.

On définit, en général, des classes de trafic en fonction du nombre moyen journalier annuel de PL > 5t.

Tableau I.2: Classification des trafics en France (Babilotte et al. (1994)).

| Classe de trafic | T ₅ | T ₄ | T ₃ | | T ₂ | | T ₁ | | T ₀ | | |
|------------------|----------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------|
| | | | T ₃ ⁻ | T ₃ ⁺ | T ₂ ⁻ | T ₂ ⁺ | T ₁ ⁻ | T ₁ ⁺ | T ₀ ⁻ | T ₀ ⁺ | |
| MJA PL/J | 0 | 25 | 50 | 85 | 150 | 200 | 300 | 500 | 750 | 1200 | 2000 |

b. Trafic cumulé équivalent (NE) :

Le trafic utilisé pour le dimensionnement est le nombre équivalent d'essieux de référence correspondant au trafic PL cumulé sur la durée de service retenue, il est donné par la relation suivante :

$$NE = N \times CAM$$

L'essieu de référence en vigueur en Algérie est l'essieu de 13 Tonnes.

N: est le nombre cumulé de PL pour la période de calcul de P années.

$$N = 365 \times MJA \times C$$

C : étant le facteur de cumul sur la période de calcul, tel que :

$$C = [(1+\tau)^P - 1] / \tau$$

Avec :

P: durée de vie.

τ : Taux de croissance de trafic.

CAM: est le coefficient d'agressivité moyenne de PL par rapport à l'essieu de référence

$$NE = 365 \times MJA \times CAM \times [(1+\tau)^P - 1] / \tau$$

Tableau I.3 : Classe de trafic en fonction CAM de poids lourd (LCPC-SETRA (1977)).

| Classe de trafic | T ₅ | T ₄ | T ₃ ⁻ | T ₃ ⁺ | Au-delà |
|------------------|----------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------|
| CAM | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.8 | 0.8 si e < 20cm |
| | | | | | 1 si e > 20cm |

I.6.1.2. Le climat et l'environnement

Le climat et l'environnement influent considérablement sur la bonne tenue de la chaussée en termes de résistance aux contraintes et aux déformations.

L'amplitude des variations de température et la température maximum interviennent dans le choix du liant hydrocarboné.

Les précipitations liées aux conditions de drainage conditionnent la teneur en eau du sol support et donc sa portance ainsi que les possibilités de réemploi des matériaux de déblai en remblai, (LCPC-SETRA (1977)).

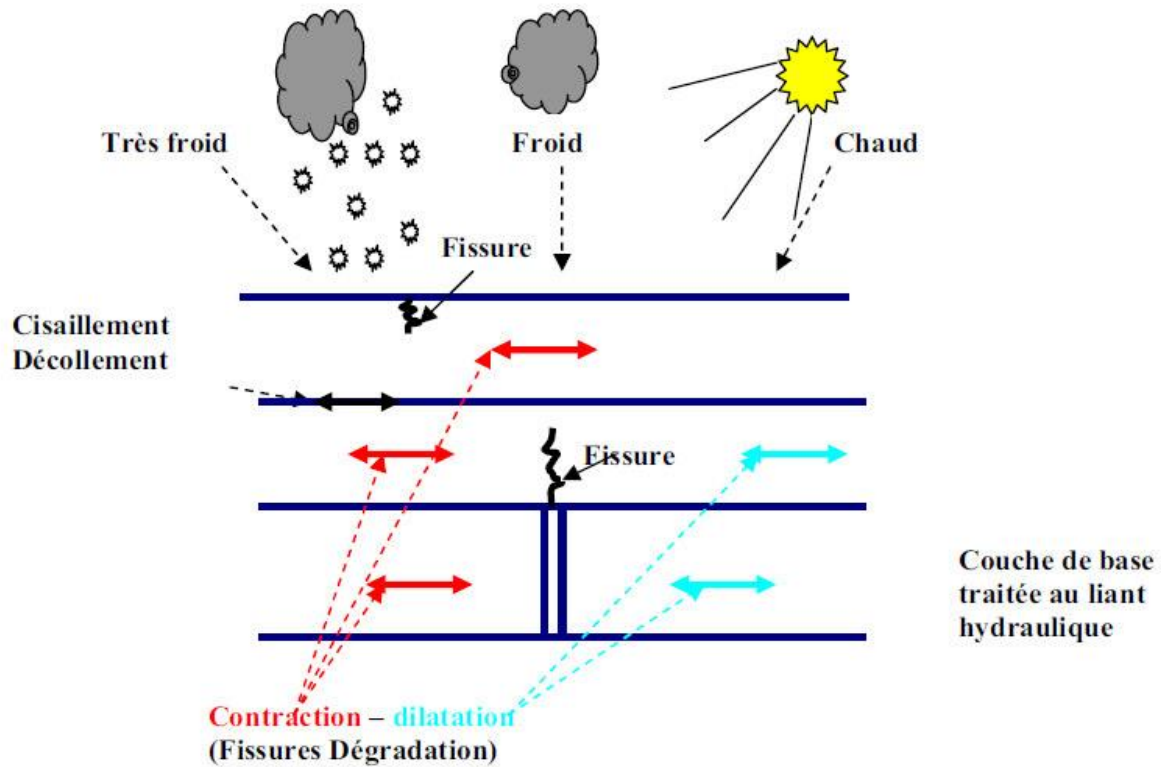


Figure I.7 : Fonctionnement d'une chaussée sous les sollicitations thermiques.

I.6.1.3. Les matériaux de chaussée

Les matériaux de chaussée peuvent être normalisés ou non conformes. Pour les matériaux normalisés, les valeurs de résistance mécanique et de déformabilité retenues, tirées d'études, en laboratoire, sont déduites des valeurs moyennes obtenues sur la formule de base établie conformément aux dispositions des normes définissant les méthodologies d'étude. En l'absence d'étude spécifique, le document de dimensionnement se réfère en général aux valeurs seuils minimales fixées par les normes, (Tuyishine 2015)).

Quant aux matériaux de chaussée non conformes sur certains aspects aux normes, ou non couverts par une norme, seule une étude de laboratoire particulière, complétée le cas échéant par des planches expérimentales, peut permettre de préciser leur domaine d'emploi (Tuyishine 2015)).

I.6.1.4. Le sol support

Les sols support sont, en général, classés selon leur portance, elle même fonction de L'indice CBR.

Ce dernier est, en principe, mesuré à la teneur en eau d'équilibre à long terme du sol support.

Si ce dernier facteur n'est pas connu, on prendra comme paramètres une teneur en eau égale à la limite de plasticité et densité sèche égale à 95 % de la densité à l'O.P.M.

Tableau I.4 : Portance de sol en fonction de l'indice de CBR, (LCPC-SETRA (2000)).

| Portance | 1 | 2 | 3 | 4 |
|----------|----|-----|------|-------|
| CBR | <3 | 3à6 | 6à10 | 10à20 |

I.6.2. Les principales méthodes de dimensionnement

Il n'existe pas des méthodes de calcul universelles applicables rigoureusement à tous les pays. Chaque pays choisit ses propres règles qui s'affinent au gré des progrès réalisés dans la connaissance des paramètres de l'environnement routier et des résultats théoriques sur les modèles mécaniques.

Aussi, existe-t-il un certain nombre de méthodes pratiques plus ou moins adaptées à chaque contexte. Ces méthodes peuvent se regrouper en trois types : Les Méthodes empiriques, semi empiriques et les méthodes analytiques (théoriques).

I.6.2.1. Approches empiriques ou classiques

Parmi les méthodes empiriques on peut citer la méthode de l'AASHTO, de l'Asphalte Institute, de Californie au CBR, Transport and Road Research Laboratory (TRRL). La méthode la plus répandue et la plus célèbre reste la méthode de l'AASHTO qui est la seule basée sur des essais routiers qui ont permis de relier la dégradation des chaussées sous le trafic au comportement.

Cette méthode est bien adaptée aux chaussées souples et tient compte du climat de la zone par un paramètre correctif appelé facteur régional, (Okounde (2009)).

Méthode C.B.R « California -Bearing - Ratio »:

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90% à 100%) de L'optimum Proctor modifié sur une épaisseur d'eau moins de 15cm.

La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre S'obtient par l'application de la formule présentée ci-après d'après (LCPC-SETRA (2009)).

$$e = \frac{100 + (\sqrt{P})(75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I_{CBR} + 5}$$

Avec :

e: épaisseur équivalente.

I: indice CBR (sol support).

N: désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg à vide.

$$N = T_H \cdot \%PL$$

T_H: trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans.

$$T_H = \frac{T_0}{2} (1 + \tau)^m$$

Avec:

T₀ : trafics actuel (v/j).

m : année de prévision.

P: charge par roue P = 6.5 t (essieu 13 t).

Log: logarithme décimal.

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante :

$$e = c_1 \times e_1 \times c_2 \times e_2 + c_3 \times e_3$$

Avec :

c₁ × e₁: couche de roulement.

c₂ × e₂ : couche de base.

c₃ × e₃: couche de fondation.

Où:

c₁, c₂, c₃: coefficients d'équivalence.

e₁, e₂, e₃: épaisseurs réelles des couches.

Tableau I.5 : Les coefficients d'équivalence pour chaque matériau (LCPC-SETRA (2000)).

| Matériaux utilisés | Coefficient d'équivalence |
|------------------------------------|----------------------------------|
| Béton bitumineux ou enrobe dense | 2.00 |
| Grave ciment grave laitier | 1.50 |
| Grave bitume | 1.50à 1.70 |
| Grave concassée ou gravier | 1.00 |
| Grave roulée grave sableuse -T.V.O | 0.75 |
| Sable ciment | 1.00à 1.20 |
| Sable | 0.50 |
| Tuf | 0.80à 0.90 |

La méthode basée sur les essais AASHO

C'est une approche qui permet d'observer le comportement sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Elle consiste à se fixer un critère pour déterminer la fin de la durée de vie de la chaussée et de définir en utilisant ce critère, la durée de vie des sections observées.

Ces essais ont été réalisés de 1957 à 1961 sur 240 sections de chaussées souples, 271 sections de chaussées rigides et une cinquantaine de sections de chaussées souples avec couche de base stabilisée. Chacune de ces chaussées a reçu en moyenne un million de charges roulantes. D'après Tognisse (2016), ces essais ont permis de préciser :

- Etat de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps;
- Les équivalences entre les différentes couches de matériaux ;
- Les équivalences entre les différents types de charges par essieu;
- L'influence de ces charges et de leur répétition sur le comportement des chaussées;
- Les relations entre les déflexions en surface et la durée de vie de la chaussée.

Cette méthode empirique est utilisée dans le dimensionnement des chaussées souples. Le dimensionnement est obtenu au moyen d'un abaque permettant de déterminer l'indice de structure (SN) à partir duquel sont définies les épaisseurs des différentes couches. L'indice de structure est un paramètre qui reflète les caractéristiques mécaniques de la chaussée ; il est en fonction du trafic, du module élastique du sol support et des matériaux, de la perte de niveau de service et du niveau de confiance, (Tognisse (2016)).

Method TRRL (Transportation Road Research Laboratory)

Pour un trafic en voiture particulière : $TMJA \times 365 \times 1.5t \geq 100000$ t/ans

$$e(\text{cm}) = \frac{100 + \sqrt{p(75 + 50 \log(10 N))}}{ICBR + 5}$$

N : nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 kg à vide qui circulent sur la chaussée.

Log : logarithme décimal

Pour prendre en compte l'augmentation de l'agressivité des véhicules et du trafic, des rapports sont servi de base à l'établissement du catalogue de dimensionnement des routes du transportation Road Research Laboratory (TRRL). Les structures envisagées sont souples, semi-rigides ou rigides. Pour chaque type de structure, la lecture d'un graphe donne directement l'épaisseur des couches en fonction du trafic (exprime en million d'essieux équivalent) et du type de matériaux.

I.6.2.2. Les méthodes semi empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des catalogues de structures de chaussées, leur utilisation est pratique. Elles mettent à la disposition des ingénieurs projeteurs des structures pré-calculées et testées par l'expérience au niveau national.

La méthode du guide technique SETRA-LCPC

Les fondements de la méthode française de dimensionnement des chaussées ont été dégagés dès le début des années 1970.

Dans la démarche adoptée, la détermination des épaisseurs des différentes couches de chaussée ainsi que leurs caractéristiques mécaniques des matériaux relèvent, soit d'une approche expérimentale empirique, soit de calculs de vérification (méthode rationnelle).

Par opposition aux modèles empiriques, ces méthodes rationnelles font appel à l'utilisation combinée de modèles mécaniques et de données expérimentales.

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes.

Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 KN, la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives).

Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol.

Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi analytique de Burmister, est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

Dans ce modèle, l'interface entre deux couches de matériaux peut être modélisée comme parfaitement collée, ou glissante.

Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation, et de trafic cumulé devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate- forme donnée.

La structure convient si les sollicitations induites par le passage de l'essieu de référence restent inférieures aux sollicitations admissibles pour chaque couche. Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux liés, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand nombre de cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non liés, expliquant l'apparition de déformation permanente.

On notera que le même procédé est établi pour la méthode Algérienne.

I.6.2.3. Approches théoriques ou rationnelle

Les méthodes de dimensionnement des chaussées ne sont en fait que des méthodes de vérification de structures de chaussées préalablement établies au nombre de ces méthodes nous pouvons citer :

- Le modèle de Boussinesq (1885)
- Modèle de Westergaard
- Le modèle de Hog
- Le modèle multicouche de (Burmister, Jeeuffroy et Bachelez)

A l'heure actuelle, il existe dans le domaine des multicouches, avant tout réservés aux chaussées souples, une série impressionnante de logiciels de calcul réputés plus performants les uns que les autres. Ces logiciels vont du simple outil de calcul des contraintes aux modèles

que l'on pourrait qualifier de complets et qui permettent de déterminer les durées de vie présumées des chaussées en fonction de données relatives aux trafics, aux caractéristiques mécaniques des matériaux et aux conditions climatiques ; l'ensemble de ces données peut de plus être traité de manière probabiliste.

Dans le domaine des chaussées rigides l'évolution s'est surtout manifestée à travers la méthode aux éléments finis, qui permet de bien prendre en compte l'influence des discontinuités au niveau des bords et des joints, et de déterminer les contraintes d'origine thermique. Un certain nombre de logiciels analytiques, d'usage en principe plus simple, ont également été développés. Les logiciels comme Alize III et IV du LCPC, Eco-route, Bistro de Shell et CHEV de Chevron sont basés sur ce modèle.

Ce modèle a abouti pour la première fois à la production d'un jeu d'abaques par Jeuffroy et Bachelez qui ont tentés de résoudre les problèmes d'une plaque reposant sur une massive bicouche de type Burmister. Il faut signaler aussi que ce modèle ne tient pas compte des effets de bord. Son utilisation nécessite donc l'évaluation de l'effet des charges en bord, (Tognisse (2016)).

I.7. Durée de vie d'une chaussée

La durée de vie d'une route dépend fortement de son utilisation et son entretien. Sans entretien régulier, une route nouvellement construite se délabrerait en une cinquantaine d'années. La planification des travaux d'assainissement à moyen et à long terme est délicate car une route est constituée de plusieurs éléments : la couche de roulement, la couche de base et le fondement.

A leur tour les couches sont constituées de divers matériaux et ont des durées de vie différentes. D'après Belkider K. (2003), les travaux d'entretien doivent donc être planifié et exécuté en fonction de différents composants de la route.

Durée de vie de différents éléments d'une route :

- Couche de roulement : 20 à 25 ans
- Couche de roulement et de liaison : 50 ans
- Remplacement total du fondement : 100 à 125 ans

- Conduite d'eau : 80 à 100 ans

Sur les autoroutes, la durée de vie est réduite d'environ 35%.

La tâche consiste à déterminer l'intervalle pour les travaux d'assainissement de sorte à optimiser l'utilisation d'une route, sachant qu'entretiens les mesures antibruit et d'autres besoins évoluent et que la population s'accroît.

I.7.1. Description et classification des principales dégradations

Quelques causes probables en fonction de la plupart des dégradations considérées indépendamment les uns des autres.

Tableau I.6 : Les causes probables en fonction de la plupart des dégradations, (Amani 2017)).

| Dégradations | Causes probables |
|--------------|---|
| Affaissement | - Sous dimensionnement des couches inférieures -Tassement des couches inférieures -Niveau très élevé de la nappe phréatique -Pollution du corps de chaussée -Drainage insuffisant |
| Bourrelet | -Fluage -Zone de décélération brutale -Température élevée dans l'enrobé |
| Dés-enrobage | -Action de l'eau -Action de l'argile (granulats pollués) - Action mécanique des véhicules -Action du sel en zone désertique -Mauvaise adhésivité liant granulats -Erosion éolienne |
| Epaufreure | -Mauvais épaulement des rives -Accotement en contre bas -Chaussée trop étroite ou partiellement obstruée -Accotement dont la pente dirigée vers la chaussée (stagnation d'eau) |
| Faiçonnage | -Dégradation des couches inférieures (désagrégation ; tassement) -Mauvais accrochage de la couche de roulement sur la couche de base. -Sous dimensionnement de la couche de roulement |
| Fissures | -Joint de deux bandes d'épandage -Reprise d'un travail au finisseur -Retrait du matériau constituant les couches inférieures à celle |

| | |
|---------------------|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> de roulement -Mauvais accrochage de la couche de roulement sur la couche de base -Zone de décélération brutale -Géivité du corps de chaussée |
| Flache | <ul style="list-style-type: none"> - Compacité insuffisante de la couche de roulement en un point. - Compacité insuffisante de la couche de base en un point. - Pollution du corps de chaussée - Drainage insuffisant. - Tassement du matériau ayant servi à reprofiler un trou de la chaussée |
| Glaçage | <ul style="list-style-type: none"> -Usure du revêtement polissage trop rapide des granulats ; dureté insuffisante (calcaire polissable) |
| Nid de poule | <ul style="list-style-type: none"> -Stade ultime de nombreuses dégradations -Pelade localisée du revêtement sous effet mécanique -Pollution du corps de chaussée. -Forte proportion d'eau dans la chaussée |
| Orniérage | <ul style="list-style-type: none"> -Température élevée dans le revêtement. - bitume trop mou. -Bitume entraîné par l'évaporation intense d'eau en provenance du corps de chaussée |
| Remontée de mortier | <ul style="list-style-type: none"> -Excès de liant et de fines |
| Tête de chat | <ul style="list-style-type: none"> -Usure de revêtement -granulométrie incorrecte. |
| Tôle ondulée | <ul style="list-style-type: none"> -Action mécanique. |

Dans le cas algérien, les dégradations sont dues aux différents défauts attribués à l'étude, à la conception (mauvais choix des matériaux utilisés ou insuffisance de frottement superficiel) et à l'entretien périodique des routes. La première conséquence est l'épuisement progressif des zones d'emprunt de matériaux pour la production d'agrégats. La seconde étant l'anarchie sans précédent dans la conception des cahiers des charges et l'utilisation des normes. En effet, une dérive technique est entrain d'avoir lieu dans l'applicabilité des directives et des normes au Nord algérien que ce soit au niveau du dimensionnement des chaussées ou du contrôle de leur réalisation.

I.8. Traitement des chaussées

- Compacter un sol, c'est réduire son volume apparent, c'est-à-dire améliorer l'arrangement relatif des grains par des moyens mécaniques appropriés.
- Stabilisation, rendre un sol apte de façon durable à des usages routiers. On distingue :
 - Mécanique : concassage, criblage, mélange avec un sol d'apport, malaxage et surtout compactage.
 - Chimique : addition d'un produit tel que les ciments laitiers, bitumes, goudrons.
- Imprégnation : traitement consistant à répandre un liant hydrocarboné sur une couche de chaussée à pores fins, le liant étant choisi de telle façon qu'il pénètre par capillarité dans les pores de la chaussée.
- Pénétration : traitement consistant à répandre un liant hydrocarboné sur une couche de chaussée à pores relativement gros, le liant pénétrant dans ses pores par gravité, (Amani (2017)).

I.9. Conclusion

Dans ce premier chapitre nous avons présenté l'essentiel qui existe sur les couches des chaussées.

Les chaussées constituent la structure de support de base du transport routier. Chaque couche de chaussée a une multitude de fonctions à remplir qui doivent être prises en compte lors du processus de conception.

Différents types de chaussées peuvent être adoptés en fonction des exigences du trafic. Une mauvaise conception des chaussées entraîne une défaillance précoce des chaussées affectant également la qualité de conduite.

Dans le chapitre suivant on présentera en détail la compacité dans les couches de chaussées.

II.1. Introduction

Un matériau est constitué de matière et de vides. Ces vides peuvent être occupés par de l'air ou de l'eau. Or la matière est le seul élément qui est résistant, c'est-à-dire que c'est le seul élément du matériau capable de supporter les forces et les transmettre. Ainsi plus un matériau est constitué de matière plus il est résistant et inversement plus un matériau contient des vides, moins il est résistant.

La compacité représente la proportion du volume de matière qu'il y'a dans un volume de matériau

L'observation et la connaissance de la compacité d'un matériau sont donc importantes car la compacité est un indicateur de la résistance du matériau. Cela signifie que la compacité à elle seule ne permet pas de connaître la résistance d'un matériau. Cette résistance dépend également d'autres facteurs comme la nature du matériau...

II.2. Définition de la compacité

La compacité est le volume occupé par un matériau granulaire qui dépend en grande partie de l'arrangement des grains. Ces derniers se mettent en contact les uns avec les autres tout en laissant un espace inoccupé qui constitue les pores entre les grains (Beauchy, (2007)). 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. Le degré de compacité est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser un compactage. Ce degré qui s'exprime en pourcentage tend vers 100% lorsque le poids volumique sec sur chantier ($\gamma_{d_{chant}}$) s'approche de celui trouvé au labo ($\gamma_{d_{opt}}$).

La compacité d'un ensemble de grains dans un contenant rigide est la somme des volumes enveloppes des grains (en gris sur la figure II.1) rapportée au volume total de contenant (somme gris+ blanc de la figure II.1) (LCPC, (2004)).

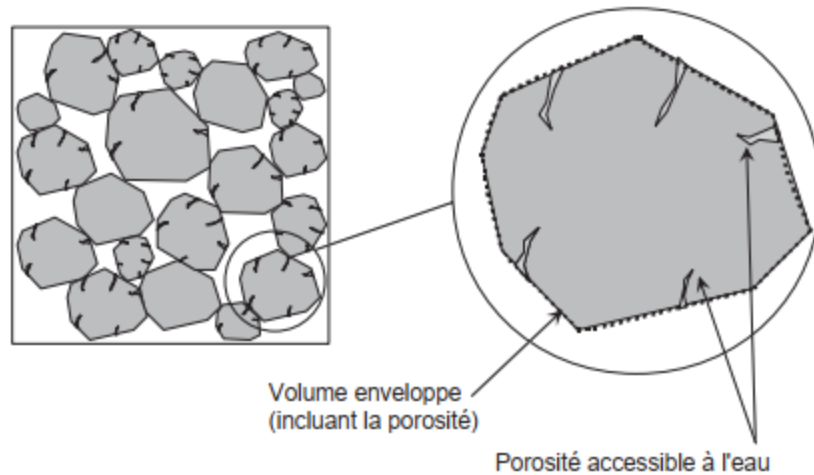


Figure II.1 : Schéma illustrant la notion de la compacité (LCPC (2004)).

• Porosité

La porosité est une fraction de volume de vide sur le volume total. Plus le volume des vides est important, plus la porosité est grande. Par contre pour la compacité, c'est l'inverse de sorte que plus le volume de vide est petit plus la compacité est grande (Ollivier (2012)).

II.3. 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)).

II.4. Méthodes de mesure de la compacité

II.4.1. Méthode de versement simple

C'est une méthode qui consiste, à remplir un récipient de volume V connu, en laissant s'écouler le matériau sous l'effet de la gravité, sans aucune autre sollicitation, puis en pesant la

masse M du récipient après arasement. M_0 étant la masse du récipient à vide, et ρ la masse volumique réelle de l'échantillon alors, la compacité C_{exp} s'écrit :

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

Dans cette méthode décrite dans la norme NF EN 1097-3, le cylindre utilisé est d'une hauteur de 200 mm et d'un volume égal à 3.98 l pour les gravillons, tandis que pour les sables, le cylindre utilisé est d'une hauteur de 80 mm et son volume est égal à 0,56 l.

II.4.2. Méthode de Piquage

Pour cet essai, les cylindres utilisés sont identiques à ceux du précédent mode opératoire. Pour améliorer le compactage du matériau dans le cylindre, nous utilisons une tige, que nous enfonçons plusieurs fois dans l'échantillon (méthode inspirée de la méthode (ASTM C29-78)).

Pour les gravillons, la tige utilisée est en acier. Elle est à tête hémisphérique et à 600 mm de long avec un diamètre de 16 mm. En revanche, pour les sables, la longueur utile est de 130 mm avec un diamètre de 6 mm.

Les cylindres cette fois ci sont remplis en trois couches successives, chacune piquée vingt-cinq fois. L'échantillon fait l'objet d'une première mesure après simple versement, puis nous vidons le cylindre et nous partageons l'échantillon en trois parties égales, et nous appliquons le présent mode opératoire (Khanta Rao (1993)).

II.4.3. Méthode de vibration avec compression

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

Cet échantillon est soumis à une vibration de 150 Hz pendant une minute et la compacité est donnée par la moyenne (sur un minimum de deux échantillons), (De Larrad et al. (2000)).

$$C_{exp} = \frac{Ms}{\rho}$$

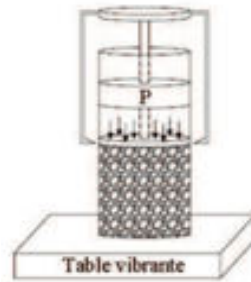


Figure II.2 : Essai de mesure de la compacité (El Barrak, (2005)).



Figure II.3 : Dispositif de l'essai de mesure de la compacité (El Barrak,(2005)).

II.4.4. Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses

C'est un nouveau mode opératoire apparu en juillet 2004 développé par François De Larrad et son équipe dans le but de mesurer la compacité des fractions granulaires. La seule différence entre cet essai et l'essai précédent, est le mode de vibration qui est modifié par des secousses sans alimentation électrique.

Ce matériel est simple, peu coûteux, et ayant des probabilités de présenter une reproductibilité acceptable. Il devait également fournir un résultat utilisable dans les nouvelles approches d'optimisation de la granularité des matériaux de génie civil.

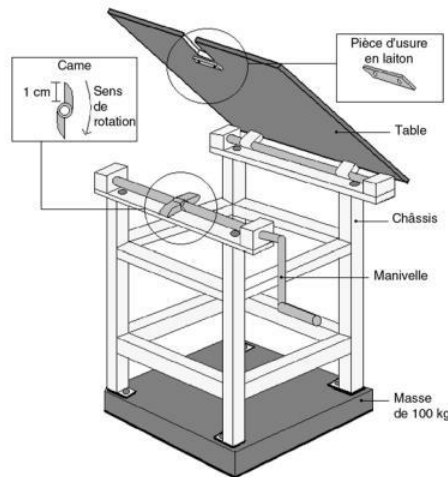


Figure II.4 : Schéma de la table à secousses (LCPC, (2004)).

II.5. Type de compacité

II.5.1. Compacité virtuelle

La compacité virtuelle est une caractéristique non physique représentant une mise en place dans un milieu infini avec une énergie infinie. Elle est déterminée par calcul à l'aide du modèle d'empilement compressible, prenant en compte les capacités d'arrangement des granulats utilisés et les interactions entre ceux-ci (effet de paroi et de desserrement).

Pour les mélanges granulaires présentant une grande diversité de tailles de grains, il est possible de réaliser les calculs à l'aide du logiciel René LCPC, (De Larrard et al. (2000)).

II.5.2. Compacité réelle

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

Les travaux menés ont pour objectif de déterminer l'indice de serrage caractérisant une mise en place par presse vibrante. D'après Le Brun et Al. (2017), l'influence des différents paramètres de vibration est étudiée comme suit :

• Effet de paroi

Les mélanges granulaires constituant les bétons ne sont pas mis en place en milieu infini et les parois des moules perturbent l'arrangement granulaire. L'effet de paroi développé

dépend de la complexité de la géométrie du moule (rapport surface de paroi et volume total) et de la taille des grains. Ben Aim (1970) a ainsi défini un volume perturbé dans le mélange, défini comme l'ensemble des grains se situant à $d/2$ de la paroi (d étant le diamètre des grains).

Il est alors possible de déterminer la compacité globale du mélange sec en utilisant un coefficient d'effet de paroi, dont la valeur dépend de la forme des grains. D'après les résultats de De Larrard et al. (2000), l'équation de Ben Aim permet d'obtenir des résultats théoriques fidèles à l'expérience pour des volumes perturbés inférieurs à 40 %. Or, dans le cas des blocs, l'utilisation de grains dont le diamètre est supérieur à 6 mm entraîne un volume perturbé supérieur à 40 %. Les travaux menés par Ben Aim (1970) ont ainsi cherché à prendre en compte fidèlement l'effet de paroi produit par un moule de bloc.

II.6. 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.

II.6.1. Modèle Linéaire de Compacité (MLC)

La prévision de la compacité maximale des mélanges granulaires a occupé plusieurs générations de chercheurs et devant la complexité de ce problème, un modèle théorique fondé sur une approche essentiellement géométrique a été développé au laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) appelé « modèle linéaire de compacité », dont l'objectif est de prévoir la compacité d'un mélange de grains secs d'étendue finie à partir des données suivantes :

- La granularité du mélange et les compacités propres des tranches monodimensionnelles.
- Les fonctions d'interactions entre grains (effets de paroi et d'interférence).

II.6.2. Mélanges binaires sans interactions

D'après Stovall et al. (1986), dans un empilement de grains 1 et 2 de diamètres d_1 et d_2 , les deux classes de grains sont dites sans interaction si : $d_1 \gg d_2$, c'est à dire que l'arrangement local d'un ensemble des grains n'est pas perturbé par la présence des grains de l'autre taille.

Pour calculer la compacité (C) d'un mélange de ces grains, il faut tout d'abord connaître les compacités α_1 et α_2 de chaque classe prise isolément. Par définition, ϕ_1 et ϕ_2 sont les volumes partiels de chaque classe dans un volume unité et, y_1 et y_2 les proportions volumiques sont :

$$y_1 + y_2 = 1$$

$$y_1 = \frac{\phi_1}{\phi_1 + \phi_2} \quad \text{et} \quad y_2 = \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2}$$

Le premier cas auquel on s'intéresse est celui des mélanges binaires sans interactions, c'est-à-dire pour lesquels on peut écrire :

$$d_1 \gg d_2$$

Dans le cas des gros dominants (Figure II.5) on a :

$$\text{CMLC} = \text{CMLC}_1 = \phi_1 + \phi_2 = \alpha_1 + \phi_2 = \frac{\alpha_1}{1 - y_2}$$

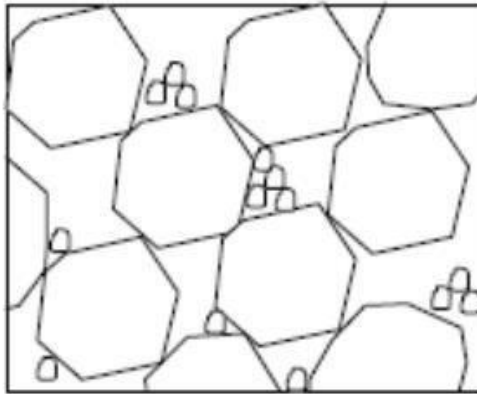


Figure II.5 : Mélange binaire sans interaction gros grains dominants (Sedran,(1999)).

De celui des petits dominants (Figure II.6), où il vient :

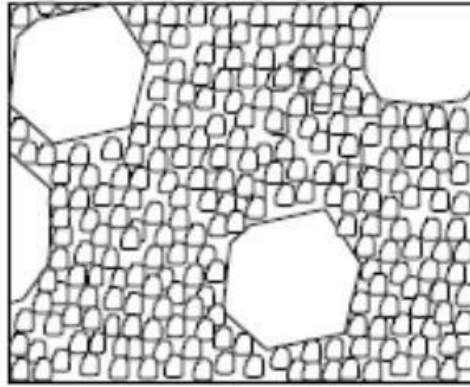


Figure II.6 : Mélange binaire sans interaction grains fins dominants (Sedran, (1999)).

$$\text{CMLC} = \text{CMLC}_2 = \phi_1 + \phi_2 = \phi_1 + \alpha_2 (1 + \phi_1) = \frac{\alpha_2}{1 - (1 - \alpha_2)\phi_1}$$

Le cas général est donné par :

$$\text{CMLC} = \inf (\text{CMLC}_i) ; 0 \leq i \leq 1$$

$$\text{CMLC} = \frac{\alpha_i}{1 - \gamma_i \dots \gamma_{i-1} - (1 - \alpha_i)(\gamma_{i+1} \dots + \gamma_n)}$$

II.6.3. Modèle d'empilement virtuel

Le modèle d'empilement virtuel est une version raffinée du modèle de compacité linéaire. Il est développé au LCPC par De Larrard (1988).

La différence entre ce modèle et le modèle linéaire est la prise en compte dans les calculs, le cas d'un mélange de grains de même taille mais de compacités propres différentes (Figure II.7), il est utilisé pour prédire les compacités virtuelles.

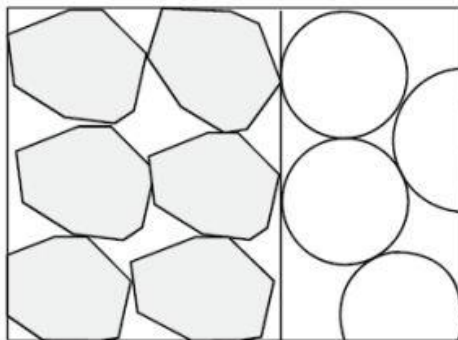


Figure II.7: Deux classes ont le même diamètre (Sedran, (2000)).

– Cas de gros grains dominants :

$$y_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2}$$

– Cas de petits grains dominants :

$$y_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \alpha_2)}$$

Donc, de Larrard a intégré les trois cas précédents et il a écrit une formulation générale :

$$y_1 = \frac{\beta_1}{1 - (1 - \alpha_{12} \cdot \beta_1 / \beta_2) y_2}$$

et

$$y_2 = \frac{\beta_2}{1 - [(1 - \beta_2 + b_{12} \beta_2 (1 - \beta_1)) y_1]}$$

Le coefficient α_{12} exprime le desserrement exercé par les grains 2 sur l'empilement des grains 1. Il est égal à 0 pour une interaction nulle ($d_1 \gg d_2$) et à 1 pour une interaction totale ($d_1 = d_2$). De même, le coefficient b_{21} illustre l'effet de paroi subi par l'empilement des grains 2 au voisinage d'un grain 1. Il admet les mêmes conditions aux limites que le coefficient α_{12} . D'un point de vue pratique, leurs expressions sont déterminées en utilisant des données expérimentales pour des mélanges binaires (De Larrard ; (1988)).

Finalement, pour le cas d'un mélange de n classes, l'expression de la compacité virtuelle d'un empilement s'écrit comme suit :

$$\gamma = \min (\gamma_i) \text{ avec } 1 \leq i \leq n$$

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left(1 - a_{ij} \frac{\beta_j}{\beta_i}\right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left(1 - \beta_j + b_{ij} \left(1 - \frac{1}{\beta_j}\right)\right)}$$

Avec

γ_i : compacité virtuelle du mélange pour la classe i dominante.

n : nombre de classes granulaires.

β_i : compacité propre virtuelle de la classe " i ".

y_i : proportions volumiques (par rapport au volume solide total).

a_{ij} : effet de desserrement.

b_{ij} : effet de paroi.

Ce modèle doit donc être complété par la détermination des fonctions $a_{i,j}$ et $b_{i,j}$.

II.6.4. Modèle de Suspension Solide (MSS)

Le Modèle de Suspension Solide est une première tentative de prédiction de compacités réelles (expérimentales) (Sedran et al., (1994)). Il est dérivé des travaux de Mooney, sur la viscosité de suspensions concentrées de particules solides.

Ce modèle s'appuie sur l'hypothèse que la viscosité relative de référence (η_r^*) d'un arrangement de grains consolidé est une valeur finie.

La viscosité de référence est définie comme étant l'indice de l'énergie requise pour bien consolider le béton. Plus la technique de mise en place est énergétiquement, plus la viscosité de référence du béton est grande.

Pour un arrangement uni modal de grains de diamètre d_i , la viscosité de référence peut être calculée par l'équation suivante :

$$\eta_r^* = \exp\left(\frac{2.5}{\alpha_i \beta_i}\right)$$

Avec :

β_i représente la compacité virtuelle d'une classe de grains (i).

α_i : compacité propre de la classe " i ".

Pour des sphères, en prenant $\alpha_i=0.64$ et $\beta_i=0.74$, on trouve $\eta_r^*=1,36 \cdot 10^5$. La compacité d'un empilement multimodal est alors donnée par l'équation implicite suivante :

$$\eta_r^* = \exp\left(\sum_{i=1}^n \frac{2.5i}{c_{MSS} \gamma_i}\right)$$

Où γ_i est la compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i , de compacité propre virtuelle β_i , est dominante et c_{MSS} (compacité réelle (modèle de suspension solide)) est la compacité réelle de l'empilement (Sedran et al. (1994)).

Calibration du modèle

Pour le calcul de la compacité réelle c_{MSS} , il convient à présent de déterminer les coefficients d'interaction a_{ij} , et b_{ij} par voies expérimentales, puis d'évaluer la précision du modèle par comparaison de ses prévisions avec l'expérience. Pour ce faire 5 classes élémentaire ont été choisies pour deux familles des granulats roulés ($0.5 < R_{05} < 0.63$, $1 < R_1 < 1.25$, $2 < R_2 < 2.5$, $4 < R_4 < 5$ et $8 < R_8 < 10$) et concassés ($0.5 < C_{05} < 0.63$, $1 < C_1 < 1.25$, $2 < C_2 < 2.5$, $4 < C_4 < 5$ et $8 < C_8 < 10$). Sedran & al. (1994) ont montré que l'hypothèse selon

laquelle les coefficients d'interaction ne dépendent que du rapport des tailles n'était qu'une approximation commode.

II.6.5. Modèle d'Empilement Compressible (MEC)

Le modèle d'empilement compressible (MEC), est la troisième génération des modèles développés au LCPC (De Larrard et al, (2000)). Grâce à ce modèle, la compacité réelle d'un mélange (noté CMEC) à plusieurs classes est prédite à partir de la connaissance des compacités de chaque classe unidimensionnelle, de la distribution granulaire du système et de l'énergie de la mise en place. Il s'appuie sur les notions de compacité virtuelle. La compacité virtuelle (γ) est inaccessible à l'expérience.

Calibration du modèle

Ce modèle a été validé sur de nombreux mélanges de matériaux utilisés dans le génie civil : mélange binaire, ternaire, pour des granulats roulés ou concassés et avec le procédé de mise en place : vibration associée à une force de compression de 10 kPa.

II.7. Les compacités recommandées sur le chantier

Le compactage vise principalement à stabiliser les sols et à en augmenter la capacité à porter des charges. Pour s'assurer d'atteindre cet objectif, on vérifie la qualité des opérations de compactage sur le terrain en utilisant comme critère de contrôle le degré de compacité. Le degré de compacité recommandé est habituellement spécifié dans les devis; sa valeur dépend de la nature des ouvrages. De façon générale, il se situe entre 90% et 98% de l'essai Proctor modifié.

En construction routière, le CCDG (cahier des charges et devis généraux) recommande un degré de compacité de 98% de l'essai Proctor Modifié pour la fondation d'une route et de 90% pour le terrain naturel et la sous-fondation (on précise toutefois que la compacité de la dernière couche de 150 mm de la sous-fondation doit atteindre 95% de l'essai Proctor modifié).

D'après Harrison (2007)), le degré de compacité des pierres concassées, graviers et sables dans leur état le plus lâche est d'environ 80%.

II.8. Les facteurs influençant la compacité

II.8.1. 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 uni 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 d'après German (1989) par la prépondérance des forces cohésives par rapport aux forces gravitationnelles.

Pour un mélange de grain de même taille, les granulats roulés avec leurs formes sont plus compacts que les grains concassés (DeLarrard, (2000)). La figure (II.8) 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.

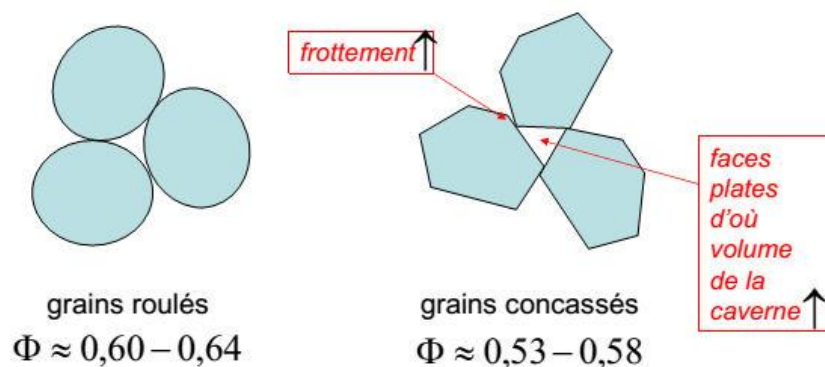


Figure II.8 : valeur des compacités pour des grains roulé et concassé (De Larrard, (2000)).

II.8.2. Effet de la paroi du récipient

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 y 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 de diamètre du récipient d_r sur le diamètre des particules $d > 10$.

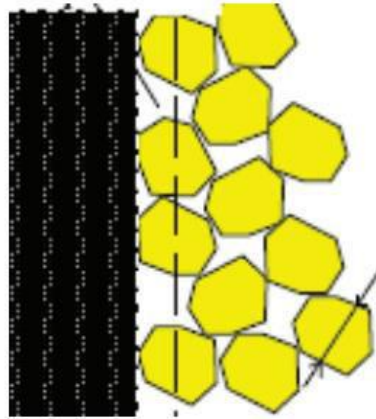


Figure II.9 : Effet de la paroi du récipient (De Larrard, (2000)).

II.8.3. Effet de la paroi des gros granulats

Cet effet traduit le fait qu'à la proximité d'un grain de taille supérieure, l'empilement de grains de taille inférieure est relâché.

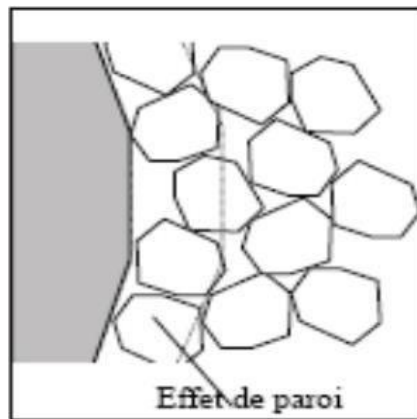


Figure II.10 : Effet de paroi entre granulats (De Larrard, (2000)).

II.8.4. Effet de desserrement

Cet effet traduit 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 (De Larrard, (2000)).

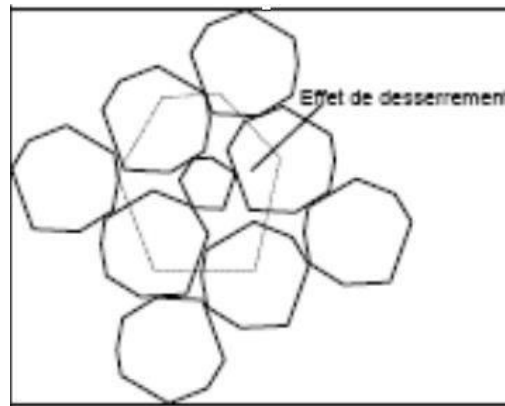


Figure II.11 : Effet de desserrement (De Larrard, (2000)).

II.8.5. 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, 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 (II.12) nous remarquons que la compacité varie d'une façon croissante avec l'augmentation de l'énergie de serrage.

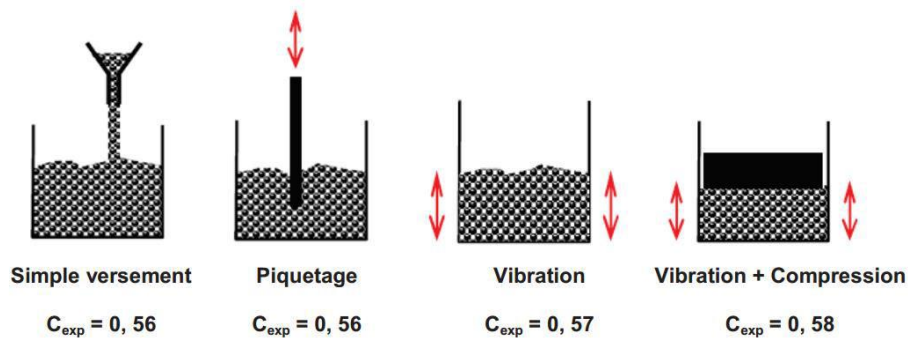


Figure II.12 : Compacité pour différents modes de mise en place des grains concassés (DeLarrard, (2000)).

Bouterfas a réalisé en 2012, des essais de compacité sur des granulats concassés où il a utilisé plusieurs méthodes : méthode de versement simple, méthode de la tige et la méthode vibration + compression (voir Tableau II.1).

Les granulats utilisés proviennent de à carrière de l'ENG de Sidi Abdelli (wilaya de Tlemcen) : sable 0/4, et graviers de carrière 4/8, 8/16, 16/25. Les résultats trouvés montrent que les valeurs des compacités les plus grandes sont obtenues grâce à la table à secousses dont

l'énergie des chocs répétés offre à l'échantillon le meilleur arrangement des grains (Bouterfas 2012).

Tableau II.1 : Compacités des granulats concassés pour différents modes de mise en place (German 1989).

| Calibre granulats | Sable 0/4 | Gravier 1 4/8 | Gravier 1 8/16 | Gravier 3 16/25 |
|----------------------|-----------|---------------|----------------|-----------------|
| (g/cm ³) | 2.55 | 2.52 | 2.53 | 2.54 |
| Cexp (versement) | 0.588 | 0.524 | 0.518 | 0.520 |
| Cexp (Tige) | 0.600 | 0.536 | 0.530 | 0.535 |
| Cexp(table à choc) | 0.655 | 0.591 | 0.577 | 0.579 |

II.8.6. 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)).

II.8.7. 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 (II.13).

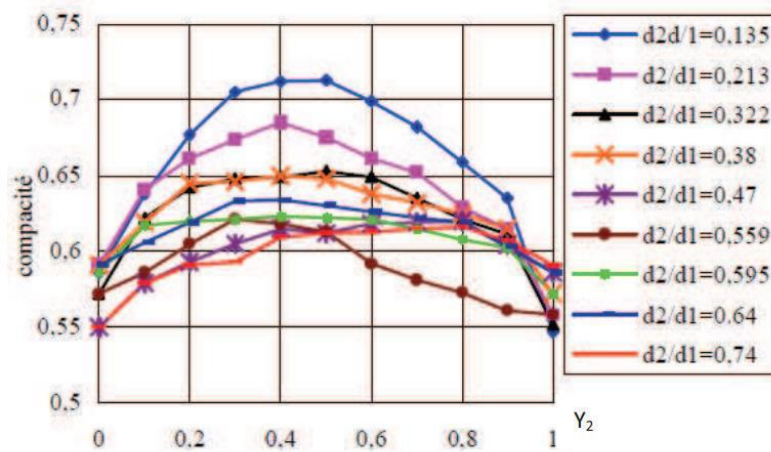


Figure II.13 : Rôle du rapport d_2/d_1 sur la compacité (Kechkar& al., (2008)).

La figure (II.13) 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.

II.8.8. 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 $C_u = D_{60} / D_{10}$

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

II.9. 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)).

II.9.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2)

Le densitomètre à membrane est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec (Figure II.14a). En ayant la masse humide et sèche de l'échantillon extrait ; on peut facilement calculer les poids volumiques apparents humide, et sec des sols en place.

II.9.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1)

Cet essai relatif aux chaussées, mesure de la masse volumique moyenne apparente des matériaux en place à l'aide de la transmission directe de rayons Gamma. Cet appareil portatif permet d'effectuer des mesures de densité et d'humidité des sols, granulats, terrassement, bétons et enrobés bitumineux (Figure II.14b). Ils contiennent une ou deux source(s) radioactive(s)scellée(s). La première (Césium 137 ou Cobalt 60) permet de déterminer la masse volumique des matériaux (par transmission directe ou rétrodiffusion) grâce au comptage de photons (compteur Geiger Müller). La seconde (Américium 241/Béryllium ou Californium 252) permet de déterminer la teneur en eau des matériaux. Les neutrons émis par la source sont ralentis par l'hydrogène de l'eau puis captés par un détecteur à Hélium 3.

II.9.3. Le Soil Density Gauge (SDG)

Cet essai permet le contrôle de compactage par la méthode SDG 200. Le SDG 200 (soil density gauge) est un appareil non nucléaire qui crée un champ électrique au niveau de son plateau sensitif et mesure en réponse le constant diélectrique du matériau avec un temps de mesure n'excédant pas 3 minutes (Figure II.14c)

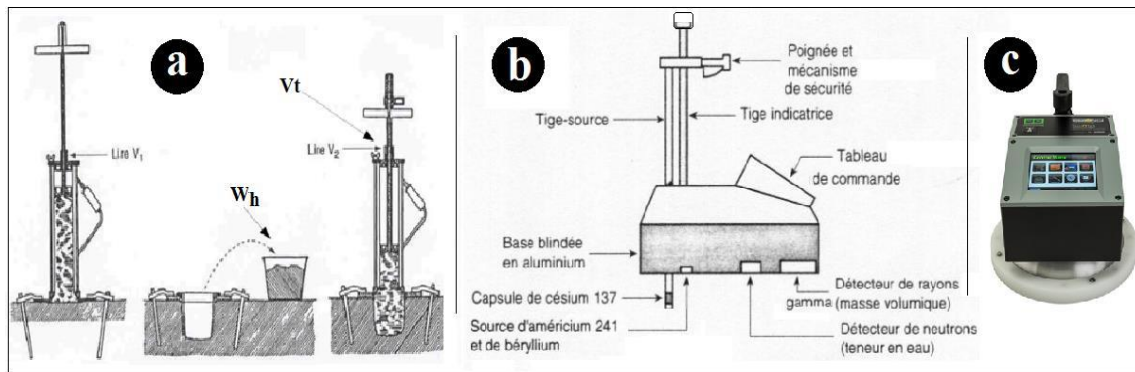


Figure II.14 : Différentes méthodes pour mesurer la compacité.

II.9.4. L'essai à la plaque

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

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

II.10. Conclusion

Nous avons présenté dans ce 2^{ème} chapitre la compacité et l'évolution des différents modèles de prévision de la compacité des milieux granulaires, ainsi les méthodes de mesure et les facteurs influençant la compacité...

La compacité granulaire est un problème commun à beaucoup d'applications dans le domaine du génie civil, sa modélisation demeure primordiale pour une meilleure prédiction des autres caractéristiques dont elle dépend,

La compacité d'un milieu granulaire est influencée directement par l'espace et le nombre de contacts entre les particules. Elle dépend de certaines propriétés comme (la distribution de taille et la forme des particules, la paroi du récipient et du gros granulat, le desserrement entre particules ainsi que le mode de mise en place).

Dans le prochain chapitre on présentera les pathologies et les conséquences des couches de chaussées mal compactées.

III.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...

Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répandant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions (Hassaine, (1990)).

Le but principal de ce chapitre est de présenter les pathologies et les conséquences des couches de chaussées mal compactées.

III.2. Définition du compactage des matériaux

Le compactage est une réduction de volume du sol presque instantanée due à la réduction des vides remplis d'air. Plus les grains seront resserrés les uns contre les autres, meilleure sera la résistance du sol au cisaillement et meilleur sera le comportement des remblais et couches de chaussées ; on recherche donc l'indice des vides le plus petit possible (correspondant au pic de la courbe Proctor).

Le compactage se distingue de la consolidation car il s'agit de tassement du matériau sous un effet dynamique, alors que la consolidation s'effectue sous poids propre du matériau. Pour le compactage, il n'y a pas de variation de la teneur en eau lors du phénomène de tassement (Isis, (2012)).

III.2.1. 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 par la compacité qui pourra être obtenue et d'autre part pour les caractéristiques de surface de la chaussée, uni et texture dans les cas des couches de roulement. 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.

Le sol support ou la couche de forme des routes et chemins doivent être compactés de façon à remplir les exigences suivantes : quantile minimum de 10 % pour le taux de compactage D_{pr} ou quantile maximum de 10 % pour la teneur en air occlus n_a .

III.3. 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 améliorer des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. (Hadji R. (2019)).

Tableau III.1 : Objectifs du compactage principaux lors de la réalisation des travaux routier ;
(Semara R. (2018))

| Supprimer les déformations ultérieures | Augmenter les caractéristiques mécaniques | Assurer l'imperméabilité |
|--|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> •Tassements du remblai •Tassements différentiels •Déformations de chaussées •Orniérage de couche de surface | <ul style="list-style-type: none"> •Augmenter la portance et la traficabilité des couches de forme ou de remblai. •Augmenter le module des assises non traitées •Augmenter la résistance des assises traitées et des couches de roulement •Permettre aux matériaux de résister au trafic routier | <ul style="list-style-type: none"> •Le compactage est la première des protections contre l'agression de l'eau. •Objectif important pour la couche de roulement, évitant les désordres sur les couches inférieures |

III.3.1. Les objectifs de la qualité du compactage

Le niveau de qualité du compactage dépend :

A/ Du rôle et de la destination de la couche à compacter :

- base - fondation - remblai - couche de forme.

B/ Du type de matériau à compacter :

- grave naturelle - grave traitée - enrobé - sable.

III.4. Les paramètres influençant le compactage

À partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage, et c'est à l'ingénieur américain R. Proctor (1933) que l'on doit les premières études.

Le compactage est influencé principalement (Djedid, (1998)) par :

- La teneur en eau
- Nature du matériau
- L'énergie de compactage ;
- La granulométrie ;
- Le type du sol ;
- La méthode de compactage.

III.4.1. Teneur en eau

L'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor.

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

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

teneur en eau est élevée (branche humide), l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage. Elle occupe la place des grains solides et aucun tassement n'est possible (Makhaly, (2008)).

III.4.2. Nature du matériau

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

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

III.4.3. L'énergie de compactage

Carter et Bentley ont effectué plusieurs essais de compactage sur un même échantillon, avec des énergies de compactage croissantes au laboratoire par des essais (Proctor Normal et Modifié), suivant la norme britannique (B.S.I), qui est équivalente à la norme (A.A.S.H.T.O) (Sarsby (2013)). Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la (figure III.1).

Les résultats montrent clairement que, pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre un accroissement de la densité sèche maximale du sol et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

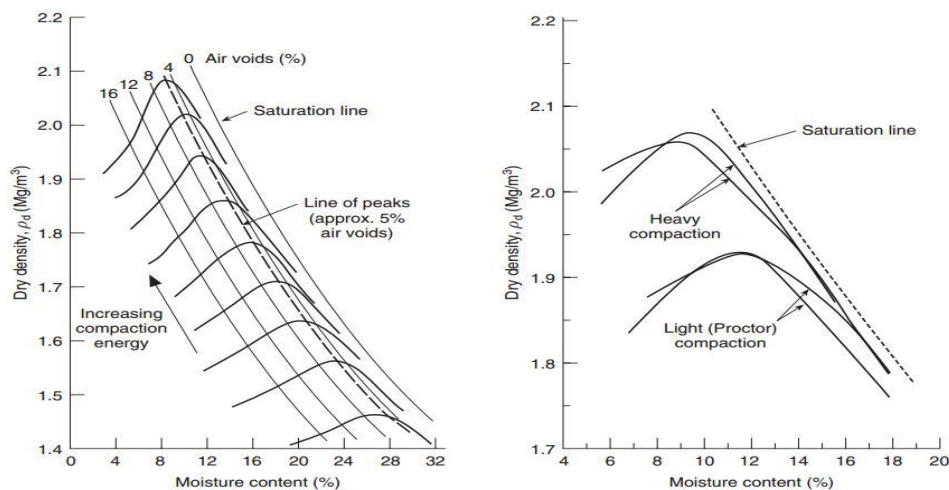


Figure III.1: L'influence de l'énergie de compactage (Sarsby, (2013)).

Proctor Normal : Dame de 2.5 kg, 27 coups par couche ;

CBR (Heavy) : Dame de 4.5 kg, 27 coups par couche.

III.4.4. La granulométrie

Parsons et al ont étudié systématiquement le compactage des cinq sols suivant l'essai Proctor Normal. Les allures (figure III.2) des courbes de compactage varient avec la composition granulométrique des sols. Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée, (Sarsby, (2013)).

Donc il est observé expérimentalement (Parsons et al., 1992) qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliore le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses (Sarsby, (2013)).

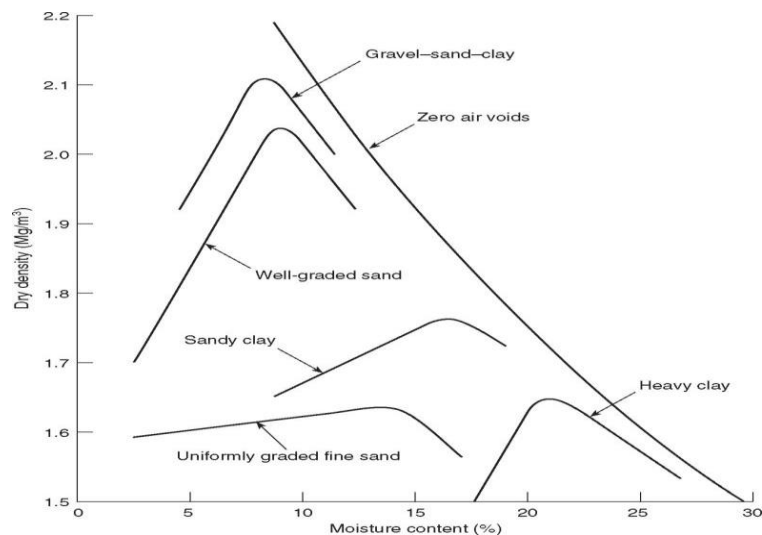


Figure III.2: Influence de la nature du sol sur le compactage (Sarsby, (2013)).

III.4.5. 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 optimum et la limite de liquidité (figure III.3a), ainsi la relation entre la densité sèche optimum maximum et la limite de liquidité (figure III.3b), 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 III.3).

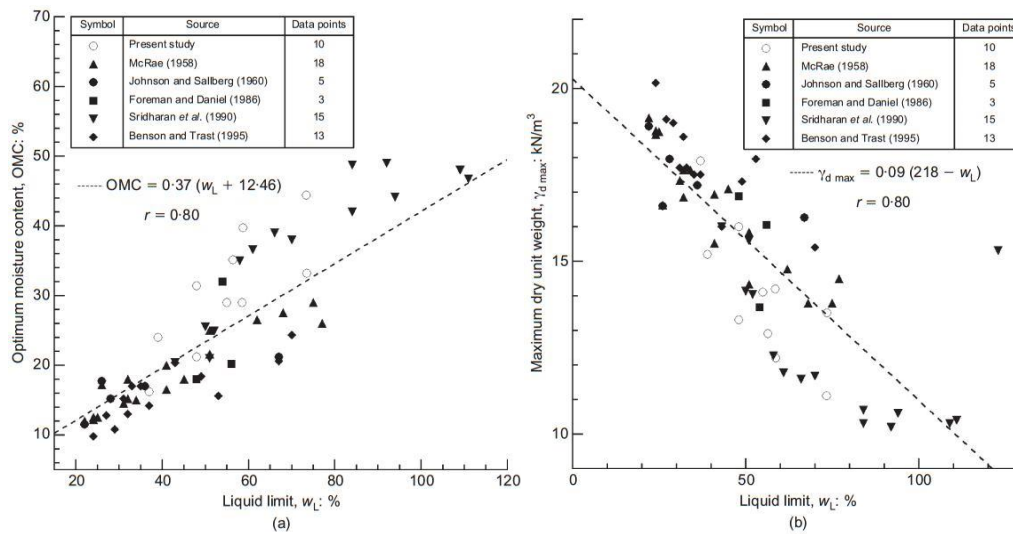


Figure III.3: L'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes., 1990, et cité par (Nagaraj, (2005))).

III.4.6. 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, (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).

Mesbah, (1999) a effectué une série d'essai sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage pour comparer l'efficacité de chaque méthode. Sur la (Figure III.4), ils ont trouvé que :

- L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois du moule) est de 250 kJ/m^3 (différence d'énergies des points O et B sur la figure, qui ont la même densité sèche), soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée pour le compactage ;
- Pour les mêmes énergies appliquées de 550 kJ/m^3 , la densité sèche par le compactage statique est de 0.07 g/cm^3 supérieure à celle du Proctor Normal.

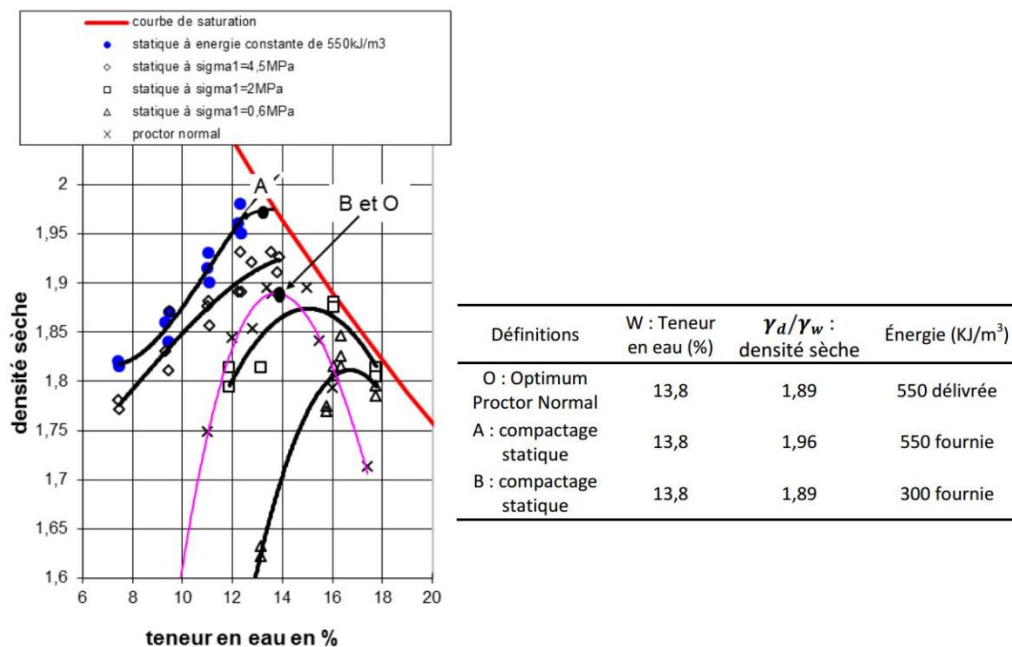


Figure III.4: Influence de la méthode de compactage, d'après (Mesbah, (1999)).

III.5. Théorie de compactage

La théorie du compactage se compose :

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

III.5.1. 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, (1987)).

Les interactions dans les argiles dépendent de quatre types de forces :

- Les forces externes appliquées : elles se traduisent par des contraintes effectives qui dépendent de la surface de contact et de la déformabilité propre des particules.
- Les forces de contact : elles sont directement liées aux forces extérieures appliquées, et elles peuvent être des forces du type sol-sol, sol - air et sol - eau.
- Les forces d'attraction : elles sont essentiellement dues aux forces de Van derWaals.
- Les forces de répulsion : elles varient dans le même sens que la constante électrique, la dimension des ions hydratés, l'épaisseur de la double couche, le Ph et l'adsorption d'anions ; mais, en sens contraire de la température, de la valence ionique et de la concentration électrolytique (Lambe, (1958)).

Cette théorie a été développée par Le Roux (1972), cité par (Caamapum De Carvalho J., 1987). La (figure III.5) montre les interactions en fonction de la distance entre les particules.

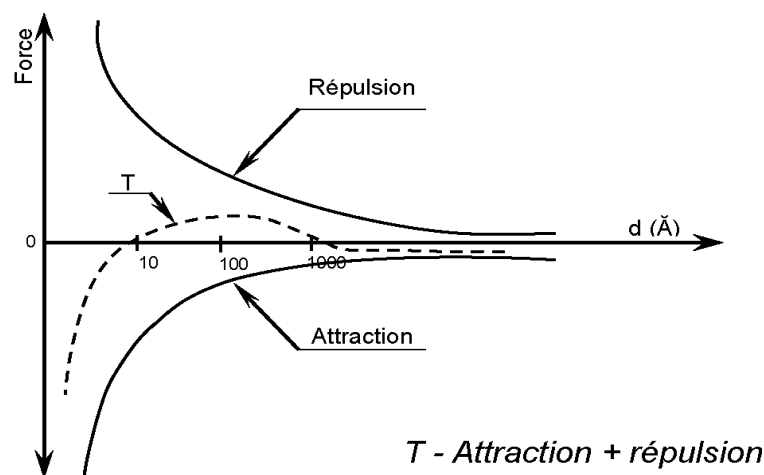


Figure III.5: Forces d'attraction et de répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après Le Roux, 1972 ; cité par (Caamapum De Carvalho, (1987)).

III.5.2. La structure des sols compactés

La théorie du compactage est d'abord proposée par (Proctor, 1933), puis 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 (figure III.6). 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.

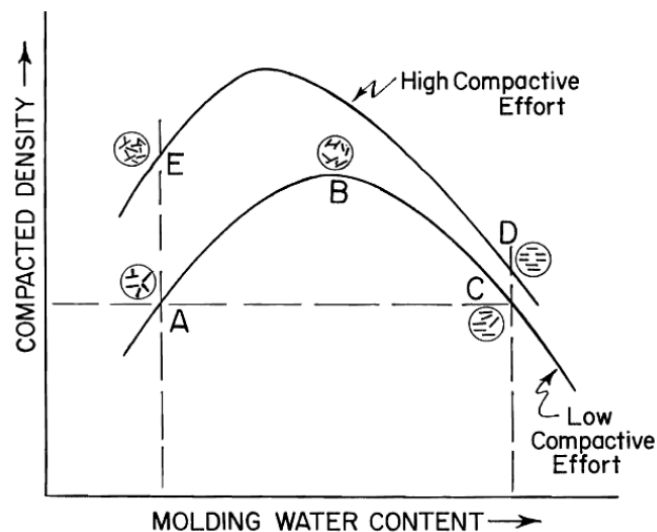


Figure III.6: Les effets du compactage sur la structure, d'après Lambe, (1958).

Collins et McGown (1974) suggèrent que l'on peut décrire la structure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :

- 1) L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes) ;
- 2) L'assemblage des particules (agrégats) ;
- 3) Les espaces vides.

Il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés. Collins et McGown (1974), Gens et Alonso (1992) cité par Zhong-Sen, (2015), ont proposé un schéma de texture pour les sols fins gonflants, et ont indiqué que :

- Si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires, on aura une texture « matricielle », qui est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor ;
- Si elle est composée par les mottes en forme de grains, on aura une texture « agrégée », qui est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum Proctor.

Cabot et al (1993), cité par Cui Y.J et Delage P (2003) ont étudié l'évolution de la texture de l'argile pendant le compactage (figure III.7), et l'importance de maintenir une corrélation entre le degré de compactage et la teneur en eau.

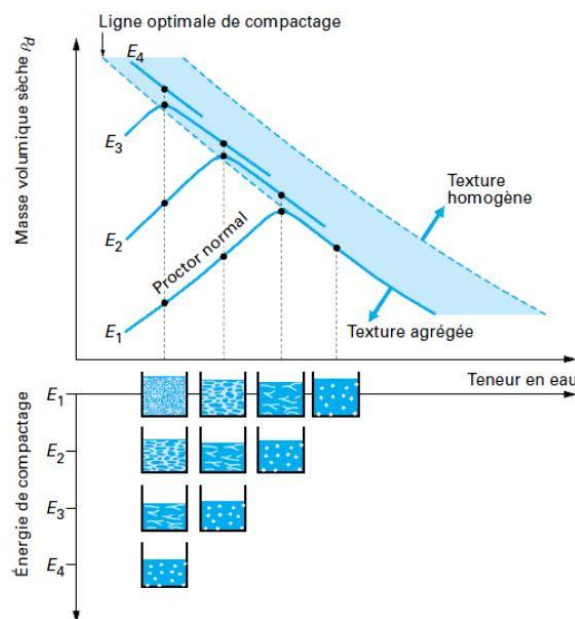


Figure III.7 : Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de teneur en eau et d'énergie de compactage (d'après Cabot et al., 1993 ; cités par Cui Y.J et Delage P (2003))

Il y a quatre domaines de saturation pour les sols compactés (figure III.8) :

- D1 : La phase d'air est continue ;
- D2 : La phase d'air est occluse et en contact avec le squelette solide ;
- D3 : L'air est occlus mais n'est pas en contact avec le squelette solide ;
- D4 : Le sol est saturé par le fluide interstitiel.

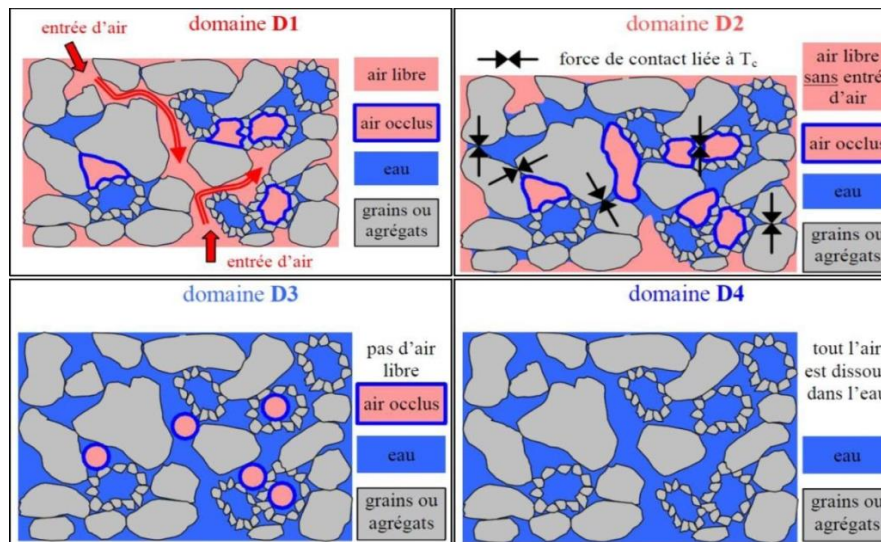


Figure III.8 : Représentation schématique de l'état de saturation, (Boutonnier, (2007)).

En se basant sur quelques résultats de la littérature, Boutonnier, (2007) considère que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage (figure III.9).

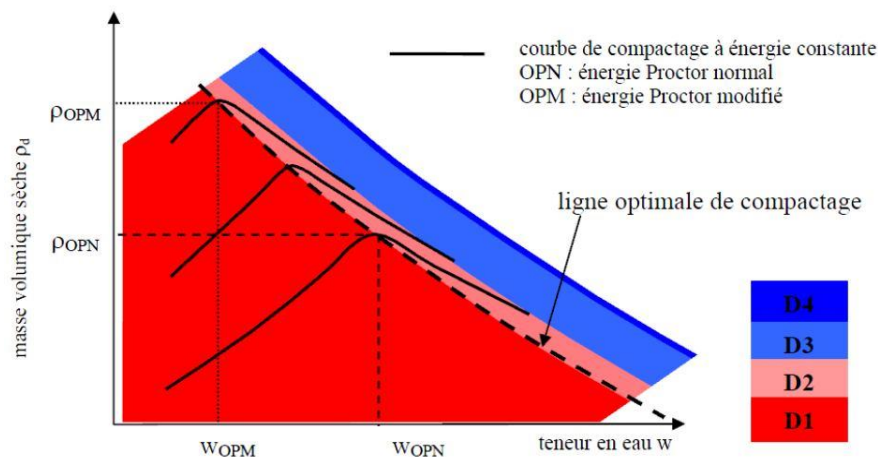


Figure III.9 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier, (2007)).

III.6. 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, la profondeur du point considéré (Aquié, (1973)).

Pour compacter un sol, il faut le déformer d'une manière irréversible, donc le cisailer. Alors il faut exercer sur ce dernier des contraintes qui sortent de la courbe intrinsèque.

III.6.1. Des règles de base pour le compactage

Le compacteur doit suivre le finisseur le plus près possible. Tout changement de direction doit être effectué en douceur et la vibration doit être arrêtée lors d'un virage ou d'un arrêt. De manière globale, le compactage doit être finalisé sur la totalité de la section avant tout arrêt définitif. Le rouleau doit être conservé chaud car la température influe sur le résultat du compactage.

De même, les conditions météorologiques peuvent influencer sur le compactage ou plus précisément sur le refroidissement de l'enrobé. Il est recommandé de mesurer la durée de compactage par mesure de température lorsque le climat est froid ou par temps de pluie.

III.7. Les méthodes de compactage

Le compactage se réalise par effet statique, par effet dynamique, ou par une combinaison des deux.

Si la surface de contact du compacteur avec le sol est rigide (cylindre), le compactage aura un effet en profondeur. Si au contraire, la surface de contact est flexible (pneumatique), le compactage aura alors, outre un effet en profondeur, un autre non moins important de malaxage qui aidera à la densification du sol.

III.7.1. Compactage dynamique

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

III.7.2. Compactage statique

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

L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes.

III.8. Les engins de compactage

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

III.8.1. Rouleaux à bandage 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.



a) Rouleau à pied de mouton



b) Rouleau lisse

Figure III.10: Rouleaux de compactage in-situ (Shahin, (2010)).

III.8.2. Rouleaux à pneus

Ce type d'engins s'est bientôt imposé par ses qualités qui lui ont conféré un quasi université d'emploi. Sols cohérents ou couches de chaussées, graves simples ou graves traitées, enduits superficiels ou enrobés, peuvent être compactés avec ces matériels.

On distingue essentiellement trois types de compacteurs à pneus :

- Compacteurs à pneus tractés à une rangée de roues, très lourds (60 - 100 tonnes)
- Compacteurs à pneus tractés à deux rangées de roues, légers (< 15t)
- Compacteurs à pneus automoteurs

L'épaisseur des couches compactées pour les engins de compactage à pneus peut varier généralement entre 15 cm et 25 cm.

III.8.3. Rouleaux vibrants

Derniers apparus sur le marché, les rouleaux vibrants qui ont cependant plus de 20 ans d'existence, se sont maintenant imposés pour à peu près tous les travaux de compactage. En diminuant ou même en supprimant les frottements entre les grains, la vibration facilite le compactage, comme le montre son utilisation dans le serrage des bétons. Elle permet des actions en profondeur notables, surtout lorsque le rouleau est lourd.

Ces engins sont utilisables pour le compactage des matériaux à angle de frottement interne élevé ce qui explique que leur domaine d'action préférentiel soit celui des assises de chaussées :

- Rouleau mono axe tracté ;
- Rouleau monocylindre autottracté ;
- Rouleau automobile monocylindre ;
- Rouleau tandem transversal ;
- Rouleau tandem longitudinal ;
- Rouleau automobile mixte vibrant à pneus ;
- Combinaison d'attelages.

L'épaisseur des couches compactées peut varier entre 15 cm et 30 cm.

III.8.4. 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).

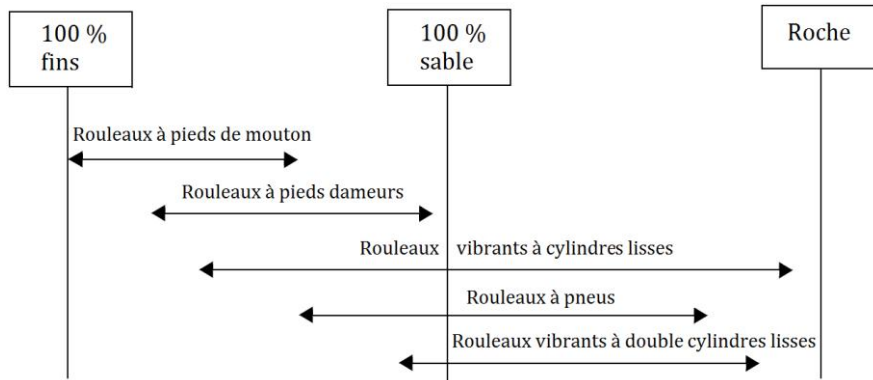
- Rouleaux à pieds de mouton tractés ;
- Rouleaux à pieds dameurs automoteurs
- Rouleaux à grille.

III.8.5. 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)).

Tableau III.2: Application de différents équipements de compactage sur différents types de sols (d'après Caterpillar Co., (1977) cité par (Holtz.R.D, (1999)).



| Rouleaux de compactage | Types de sols | Efforts de compactage |
|--|--|---|
| Rouleaux à pieds de moutons | Sols sableux fins ; sables limoneux ; argiles ; argiles graveleuses. | Kneading (malaxage) |
| Rouleaux à pieds dameurs | Tous les sols, à l'exception les sables purs et les argiles pures | Kneading (malaxage) |
| Rouleaux vibrants à cylindres lisses | Sable ou gravier; sols sableux et graveleux. | Vibratoire (pour les sols granulaires). |
| Rouleaux à pneus | Sable ou gravier; sols sableux fins ; asphalte. | Statique ou kneading |
| Rouleaux vibrants à double cylindres lisses | Sols graveleux ; asphalte. | Statique |

III.9. Les dégradations des chaussées

L'évaluation des chaussées repose sur une série de mesures et d'observations visuelles qui permettent d'établir la condition de la structure, de diagnostiquer les causes des dégradations apparentes et de cibler les solutions les plus appropriées. Ces dégradations apparentes sont caractérisées par deux grandeurs importantes qui sont :

L'étendue qui permet de rendre compte de l'importance d'apparition du désordre, c'est la partie de la chaussée affectée par le défaut. Elle exprime la longueur endommagée par rapport à longueur totale de la section du relevé pour les dégradations linéaires ou la surface endommagée par rapport à la surface totale, pour les dégradations bidimensionnelles. La gravité est signalée par le degré de sévérité (faible, moyen et majeur) de la dégradation, (Ibro Maiguizo (2012)).

III.9.1. Principales causes des dégradations

Les chaussées évoluent et se dégradent essentiellement sous l'effet du trafic lourd et des conditions climatiques. La rapidité de cette évolution et les désordres qui apparaissent sont également liés à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés et à leurs conditions de fabrication 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 $80\mu\text{m}$ 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

Même si le dimensionnement est bien fait et les matériaux utilisés d'excellente qualité, une mauvaise mise en œuvre se traduira par une route de qualité inférieure aussi bien dans le maintien de l'intégrité de la chaussée que dans la sécurité et le confort des usagers. Ainsi, divers défauts de mise en œuvre peuvent conduire à des dégradations aux conséquences variées :

- 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.

III.9.2. 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.

Pour chaque type des dégradations sont énumérés trois niveaux de sévérité qui incluent les notions suivantes :

√ Faible : il correspond au stade initial de la dégradation : les premiers indices apparaissent parfois de façon intermittente sur un segment de route et l'évaluateur doit être attentif pour y déceler les symptômes de détérioration. Ce niveau est souvent difficile à percevoir pour un observateur se déplaçant en véhicule à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement n'est pas altéré ou l'est que très peu.

√ Moyen : Ce niveau désigne une dégradation continue et facilement perceptible pour un observateur se déplaçant à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement est sensiblement diminué par la plupart des dégradations.

√ Majeur : Ce niveau indique que la dégradation est accentuée et évidente, même pour un observateur se déplaçant à la vitesse maximale permise. Le confort au roulement est généralement diminué et, dans certains cas, la sécurité à la vitesse maximale permise peut être compromise.

III.9.3. Les pathologies de compactage

Les défauts de compactage peuvent se traduire par des fissures, des flashes, des glissements, des tassements différentiels, dont la rapidité d'apparition dépend de l'importance des anomalies. Par conséquent, l'opération de compactage des matériaux est encadrée par un objectif fixé en termes de taux de compactage à atteindre par rapport à une valeur de référence, déterminée en laboratoire à l'aide de l'essai Proctor, [Cahier Technique 01 : routes-info.].

En outre, tout défaut de compactage affecte aussi la rigidité du matériau, et par suite suscite une augmentation de la sollicitation induite au passage des charges lourdes. La durée de vie de la chaussée s'en voit réduite. Il est à noter que les matériaux routiers requièrent un niveau de compactage minimal, garantissant une rigidité et un comportement en fatigue. Donc, La rigidité d'un matériau de chaussée dépend de son taux de compactage.

Le compactage des sols subit un ensemble des désordres :

a- Le sur compactage

C'est une perte de résistance ou de densité superficielle de sol compacté à cause d'une certaine croissance de l'énergie de compactage ou de la teneur en eau.

Le sur-compactage des couches de surface induit un risque accru d'orniérage, et un manque de macro texture.

Par contre, le sous compactage des matériaux bitumineux peut également conduire, en plus d'un affaiblissement des caractéristiques mécaniques (module et fatigue), à un risque d'orniérage par post-compactage.

b- Le feuilletage

C'est un cas particulier du sur compactage ou la perte de résistance est causée par les très grands cisaillements générés par la bille de compacteur.

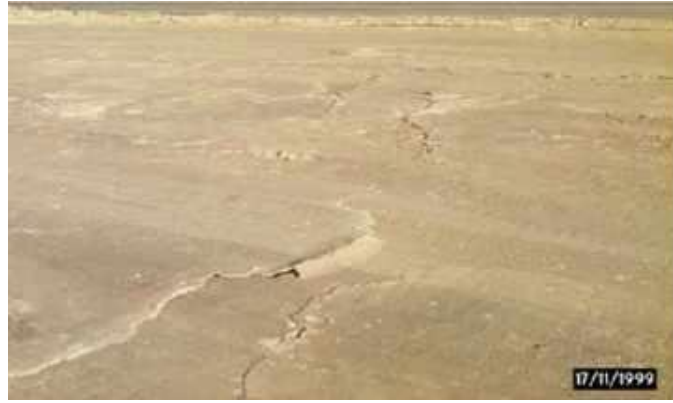


Figure III.11 : le phénomène de feuilletage

c -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.

d-Apparition de fissures longitudinales

Fissures suivant l'axe ou la rive et en dents de scie



Figure III.12 : apparition des fissures longitudinales sur les routes

e-Affaissement de chaussée

Variations du niveau de profil longitudinal aussi bien suivant l'axe de la rive ou transversale, ils peuvent être localisés ou généralisés

Niveau de sévérité :

Faible : Dénivellation dont la profondeur est inférieure à 20 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité n'est pas compromise et l'effet sur le confort au roulement est négligeable.

Moyen : Dénivellation dont la profondeur se situe entre 20 et 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est peu compromise et le confort au roulement est modérément diminué.

Majeur : Dénivellation dont la profondeur est supérieure à 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est compromise et le conducteur doit ralentir. Le confort au roulement est fortement diminué.



Figure III.13 : affaissement des chaussées

f-Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement (Jean et al., (2019))

A cause d'erreur d'insuffisance de compactage (les exigences de compactage des couches ne sont pas respectées).



Figure III.14 : Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement

g- Tassement:

Abaissement du niveau de la chaussée peut être causé par un compactage insuffisant avec un trafic lourd important [25] comme illustré dans la figure (III. 15)



Figure III.15 : Tassement des couches de chaussées

h- décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement

[Fédération nationale des travaux publics ; 13 Janvier 2015]

Ce type de fissures apparaît à la surface d'un revêtement, il favorise surtout la pénétration de l'eau dans le revêtement. A terme, cela peut provoquer une dégradation du support et générer des dommages irréversibles



Figure III.16 : - décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement

o- Ornières

Elles proviennent d'un défaut de résistance d'une couche inférieure de la chaussée ou de la fondation. Elles peuvent être le résultat d'une insuffisance de stabilité d'une couche de surface en enrobés. Si les ornières sont causées par un défaut de résistance des couches inférieures, elles s'accompagnent souvent, dans ces cas, de fissures d'autant plus prononcées que ce défaut est grand.

Cas des ornières à faible rayon

Dépression longitudinale simple, double et parfois triple, de l'ordre de 250 mm de largeur. Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à des traces de pneus simples ou jumelées.

Et parmi ces causes probables, compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place (post-compactage)

Niveau de sévérité - <https://aqtr.com/> :

Faible : la profondeur de l'ornière est inférieure à 10 mm.

Moyen : à ce niveau la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm

Majeur : Profondeur de l'ornière supérieure à 20 mm.



Figure III.17 : Ornière à faible rayon dans les couches de chaussées

p-Ornière à grand rayon

Elle est caractérisée par une dépression longitudinale simple située dans les pistes de roues. La forme transversale de la dépression correspond à celle d'une courbe parabolique très évasée.

Et parmi ces causes probables, un compactage insuffisant dans les couches de faible granularité à la construction.

Niveau de sévérité :

Faible : Profondeur de l'ornière inférieure à 10 mm.

Moyen : Profondeur de l'ornière de 10 à 20 mm.

Majeur : Profondeur de l'ornière supérieure à 20 mm.



Figure III.18 : Ornière à grand rayon dans les couches de chaussées.

Les ornières ont des origines variées, plus elles sont étroites, plus la couche de chaussée à incriminer est voisine de la surface. Elles peuvent avoir leur siège dans les couches d'enrobés

lorsque celles-ci ont une stabilité insuffisante. Mais elles peuvent aussi avoir leur siège dans le sol naturel lui-même lorsque la chaussée est mince et dépourvue de revêtement épais.

q-Désenrobage et arrachement

Érosion du mastic et perte des gros granulats en surface produisant une détérioration progressive du revêtement (compactage insuffisant).

Niveau de sévérité –[<https://aqtr.com/>]

Faible : Perte faible tout juste observable du mastic ou des gros granulats, principalement dans les pistes de roues.

Moyen : Perte Moyenne facilement observable du mastic laissant les gros granulats très apparents ou perte des gros granulats laissant un patron régulier de petites cavités généralisées à toute la surface.

Majeur : Majeur Surface entièrement érodée et dégradation accentuée dans les pistes de roues (début d'orniérage par usure).



Figure III.19 : Désenrobage et arrachement dans les couches de chaussées

r-Coupe et tranchée

Fissuration ou affaissement dans la tranchée ou dans son voisinage. Compactage insuffisant des matériaux de remblayage de la tranchée.

Niveau de sévérité [<https://aqtr.com/>]:

Faible : Dénivellation inférieure à 20 mm et/ou fissure simple dont l'ouverture est inférieure à 5 mm et dont les bords sont en général francs et bien définis. Coupes ou tranchées en bonne condition.

Moyen : Dénivellation de 20 à 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés.

Majeur : Dénivellation de plus de 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples Majeur le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés.



Figure III.20 : Coupe et tranchée sur les routes.

III.10. 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.

L'entretien des routes est un investissement à long terme devant être vu et perçu comme un moyen de minimisation des risques d'accidents dus au mauvais état de la chaussée de roulement. Le citoyen ; en qualité de contribuable et utilisateur de la route ; a le droit d'être protégé contre les aléas produits par les pathologies et dégradations de la route.

IV.1. Introduction

En Algérie, la bonne exécution des projets routiers nécessite une étude géotechnique approfondie et adéquate à la réglementation en vigueur. Pour cela, les maîtres d'œuvre se réfèrent à diverses normes dont le choix est parfois imposé par le maître d'ouvrage. La quasi-totalité de ces normes étant internationales (ISO), Françaises (NF) ou Anglo-Saxonnes (EN). Il y a environ 108 normes adoptées dans le domaine des travaux publics dont près de la moitié concerne la géotechnique routière.

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

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

Certains essais géotechniques nécessitent un appareillage spécifique et/ou des conditions de travail qui ne peuvent être satisfaites in situ telles que la température ou la durée de l'essai. Sans parler de la disposition du matériel requis et qui, dans un laboratoire, est mieux manié et reste préservé des agressions du climat ou d'un quelconque risque de dégradation possible sur chantier.

Le présent chapitre est consacré à la caractérisation et à l'analyse de quelques matériaux qui peuvent être utilisés pour l'exécution des corps de chaussées sous le compactage.

La réalisation des essais expérimentaux a été programmé dans deux laboratoires différents qui sont : le laboratoire de la mécanique des sols (MDS) du génie civil et le laboratoire de recherche LGEA de l'université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.

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).

Après avoir complètement identifié les échantillons de matériau :

- La masse volumique des grains solides ; méthode de pycnomètre ;
- Essai de Los Angeles ;
- Essai de Micro Deval ;
- Essai de dégradabilité des matériaux rocheux ;
- Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux.

IV.3. Matériaux utilisés

IV.3.1. Les granulats

On appelle granulats un ensemble de grains de dimension comprise entre 0 et 80 millimètres (Kalli, F(2012))

Les granulats utilisés dans les constructions des chaussées souples sont classés en deux principales catégories : les granulats naturels et les granulats artificiels. Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils proviennent des roches meubles ou massives extraites in situ et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique. Ils sont dits artificiels lorsqu'ils sont issus de la transformation thermique des roches, minerais et des déchets, soit de la démolition d'ouvrage divers.

Les granulats naturels peuvent se caractériser par la nature des gisements de leur extraction, et par leur niveau de performance en utilisation routière. On distingue les matériaux alluvionnaires et les matériaux des roches massives du point de vue de gisement dont ils sont issus. Les matériaux alluvionnaires sont meubles se situent dans les lits de rivières ou dans des terrasses déposées au cours de temps géologiques. Les roches massives sont extraites dans les carrières d'où elles doivent être abattues à l'explosif avant de subir les opérations d'élaboration (Berthier, J. (1992)).

IV.3.2. Les matériaux utilisés au laboratoire

La recherche des matériaux pour cette étude a conduit aux choix des granulats sable et graviers. Les granulats exploités au laboratoire sont issus d'un matériau local dont les grains ont leurs dimensions comprises entre 0 et 20 mm.

Les matériaux granulaires sont exploités en classes : sable (0/3) mm, gravillons de classe (3/8) mm, (8/15) mm, (15/20) mm, (2/4) mm, (4/6.3) mm, (6.3/10) mm, (10/14) mm, (14/20)

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 IV.1 : Dépôt des classes granulaires de l'université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.



Figure IV.2 : Différentes classes granulaires exploitées au laboratoire.

IV.3.3. Préparation de matériaux

Les granulats utilisés doivent être propres car la présence des impuretés peut perturber les résultats des essais. Pour éviter ses impuretés indésirables, nous avons opté pour un lavage général des échantillons (figure IV.3) pour ensuite les sécher à l'étuve pendant 24h à 105°.



Figure IV.3 : Lavage général des granulats utilisés au laboratoire

IV.4. Les essais d'identifications

IV.4.1. La masse volumique des grains solides ; méthode de pycnomètre (NF P 94-054)

IV.4.1.1. Principe de l'essai

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

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

IV.4.1.2. 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).

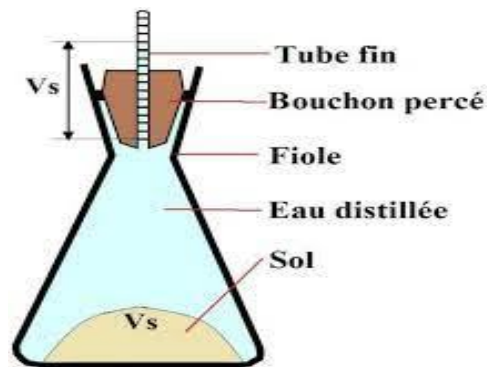


Figure IV.4 : essai de pycnomètre

IV.4.1.3. Résultats De l'essai

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Résultat de l'essai pycnomètre

| Paramètres | Valeur (g) |
|------------|------------|
| M1 | 207.3 |
| M2 | 257.3 |
| M3 | 792 |
| M4 | 761.8 |

$$\rho_s = \frac{\rho_w(M2 - M1)}{(M4 - M1 + M2 - M3)}$$

$$\rho_s = \frac{1(257.3 - 207.3)}{(761.8 - 207.3 + 257.3 - 792)} = 2.525$$

$$\rho_s = 2.53 \text{ g/cm}^3$$

IV.4.2. Essai Los Angeles (NF P 18-573)

IV.4.2.1. Principe de l'essai

L'essai permet à déterminer la résistance à la fragmentation par chocs des éléments d'un échantillon de granulats. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat, d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine Los Angeles.

En outre, l'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés.

IV.4.2.2. Mode opératoire

- La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires (4-6.3 mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 10-25 mm ; 16-31.5 mm et 25-50 mm) de la granularité du matériau, tel qu'il sera mis en œuvre ;
- La masse de l'échantillon pour essai sera de 5000 g \pm 5 g ;
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie (Voir le tableau (IV.2)):

Tableau IV.2 : Charge de boulets relatifs en fonction de la classe granulaire choisie.

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

- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 500 rotations à une vitesse régulière comprise entre 30 et 35 tr/mn ;
- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat.
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm et peser le refus.



Figure IV.5 : Appareil de l'essai Los Angeles.



Figure IV.6 : résultats de l'essai Los Angeles

IV.4.2.3. Présentation des résultats

La résistance à la fragmentation par chocs du matériau est appelée, par définition, **coefficient Los Angeles « LA »** qui s'exprime par le rapport, de la masse des éléments inférieurs à 1.6mm produits au cours de l'essai, à la masse du matériau soumis à l'essai multiplié par 100. Plus le coefficient Los Angeles « LA » est faible, plus le granulat est résistant à la fragmentation par chocs.

Le coefficient de Los Angeles est ensuite calculé comme suit :

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

Avec :

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

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

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Los Angeles.

| Classes granulaires (mm) | Masse de refus à 1.6 mm (g) | Coefficient LA (%) |
|--------------------------|-----------------------------|--------------------|
| 4-6.3 | 3776.358 | 24.47 |
| 6.3-10 | 3763.678 | 24.72 |
| 10-14 | 3747.604 | 25.05 |

IV.4.2.4. Interprétation des résultats

Les valeurs de coefficient Los Angeles indiquent la qualité du gravier et permettent d'apprécier leur capacité de résister à la fragmentation dans une assise de chaussée (tableau IV.4). Plus LA est élevé, moins le matériau est dur.

Tableau IV.4 : Type des graviers selon le coefficient LA.

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

D'après les résultats obtenus, le coefficient de Los-Angeles (LA) des classes élémentaires du gravier (3,15/8), (8/16) et (16/25) sont tous proches et sont comprises entre 24% et 25%.

D'après le tableau (IV.4), ce matériau présente une bonne à moyenne résistance à la fragmentation.

IV.4.3. Essai Micro Deval (NF P 18-572)

IV.4.3.1. Principe de l'essai

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat.

L'essai consiste à faire rouler dans l'appareil Micro Deval un échantillon de granulat mélangé à des billes d'acier. En règle générale, l'échantillon est soumis à l'essai en présence d'eau, mais il peut aussi être effectué à sec. Le principe est analogue à celui de l'essai LA, avec une charge abrasive plus légère (billes) mais une durée plus longue, il n'y a pas de fragmentation mais seulement une usure. A la fin, on évalue la quantité de matériau retenu sur le tamis de 1.6 mm.

IV.4.3.2. Mode opératoire

L'essai se déroule en suivant les étapes suivantes :

- Essai sur les gravillons compris entre 4 et 14 mm.
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs (Tableau IV.5) à la classe granulaire choisie (voir tableau ci-dessous).

Tableau IV.5: Classe granulaires, poids d'échantillons et boulets équivalent.

| Classes granulaires (mm) | Poids échantillon (g) | Poids de la charge (g) |
|--------------------------|-----------------------|------------------------|
| 4-6.3 | 500 ± 2 | 2000 ± 5 |
| 6.3-10 | 500 ± 2 | 4000 ± 5 |
| 10-14 | 500 ± 2 | 5000 ± 5 |

- Pour l'essai humide (en présence d'eau), ajouter 2.5 l d'eau ;
- Replacer le couvercle et serrer les boulons de fixation. S'assurer que les cylindres sont étanches pendant leur rotation ;
- Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 12 000 rotations à une vitesse régulière de (100 ± 5) tr/min pour toutes les classes, soit deux heures ;
- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat ;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1.6mm ; le matériau étant pris en plusieurs fois afin de faciliter l'opération ;
- Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant ;

- Peser ce refus une fois séché, soit M' le résultat de la pesée.



Figure IV.7: Appareil de l'essai Micro-Deval



Figure IV.8: Le mélange échantillon/boulets.

IV.4.3.3. Présentation des résultats

La résistance à l'usure du granulat est appelée, par définition, **coefficient micro-Deval** "MDE" qui s'exprime par le rapport de la masse des éléments inférieurs à 1.6 mm produits au cours de l'essai, à la masse du matériau soumis à l'essai multiplié par 100.

Le MDE s'exprime par la formule suivante

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

Avec :

M : masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, $M = 500\text{g}$.

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

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : : Résultats de l'essai Micro Deval.

| Classe granulaire (mm) | Masse du refus à 1.6 mm (g) | Coefficient MDF (%) |
|------------------------|-----------------------------|---------------------|
| 4-6.3 | 410.843 | 17.83 |
| 6.3-10 | 386.681 | 22.66 |
| 10-14 | 380.092 | 23.98 |

Plus MDE est élevé, moins le matériau est dur

IV.4.3.4. Interprétation des résultats

Les valeurs de Micro-Deval du tableau (IV-6) indiquent que plus la taille des grains (classe granulaire) est élevée, plus le coefficient MDE augmente et les granulats deviennent sensibles à l'usure.

Le Tableau (IV.7) indique les valeurs de référence en fonction de la qualité des granulats.

Tableau IV.7 : 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 |

D'après les résultats obtenus, le Coefficient Micro Deval MDE (%) (tableau IV.6) de la classe élémentaire (4/6.3), varie entre 10% et 20% avec une appréciation (bonne à moyenne), ce sont donc des matériaux acceptables pour tous les corps de chaussée.

Pour les classes élémentaires graviers (6.3/10) et (10/14), le MDE varie entre de 20% et 35% avec une appréciation (moyenne à faible), mais leurs valeurs obtenues sont très proches de 20%, on peut donc considérer ces granulats avec une appréciation moyenne, ce sont donc des matériaux acceptables pour les couche de forme.

Tableau IV.8 : 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.8) présente les valeurs de référence pour les différentes catégories de granulats selon les valeurs de LA et MDE.

Tableau IV.9 : tableau récapitulatifs des résultats Micro Deval et Los Angeles.

| La classe granulaire | LA | MDE | LA+ MDE | Catégorie |
|----------------------|-------|-------|---------|-----------|
| 4-6.3 | 24.47 | 17.83 | 42.3 | C |
| 6.3-10 | 24.72 | 22.66 | 47.38 | D |
| 10-14 | 25.05 | 23.98 | 49.03 | D |

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

- Pour la classe granulaire (4-6,3), le matériau peut être utilisé pour les couches de fondation et de base pour tout trafic ;
- Alors que pour les classes granulaires (6,3 - 10) et (10 – 14), le matériau peut être utilisé pour les couches de fondation pour tous les types de trafic et pour les couches de base pour les chaussées à faible trafic.

IV.4.4. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066)

IV.4.4.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction de la dimension des grains en-dessous de laquelle se situe 10% de la masse d'un matériau constitué de grains retenus en totalité entre deux tamis de mailles de taille donnée soumis à un pilonnage conventionnel.

Une quantité de 2 kg de matériaux est nécessaire pour l'essai.

La courbe granulométrique de la fraction testée est mesurée sur trois points. Ensuite, l'échantillon est introduit dans un moule CBR et soumis à 100 coups de dame Proctor Normal.

Après pilonnage, un nouveau tamisage est effectué (avec 4 tamis au minimum).

IV.4.4.2. Mode opératoire

- Le tamisage est effectué après la fragmentation de l'échantillon ;
- Les tailles de tamis dépendront du type de matériau ;
- A partir de cela, on procède à la reconstitution et à la réhomogénéisation en l'introduisant dans le moule CBR pour le compactage ;
- Et enfin on effectue un tamisage après le démoulage et la désagrégation de l'échantillon.

IV.4.4.3. Présentation des résultats

Les courbes granulométriques des deux échantillons sont représentées à la figure (IV.9), avant et après le pilonnage par la dame Proctor. Les valeurs à 10% ; D_{10} , calculées pour les deux échantillons, sont détaillées dans les tableaux ci-dessous.

Avant pilonnage :

$m_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$

Tableau IV.10 : Résultats du tamisage avant pilonnage.

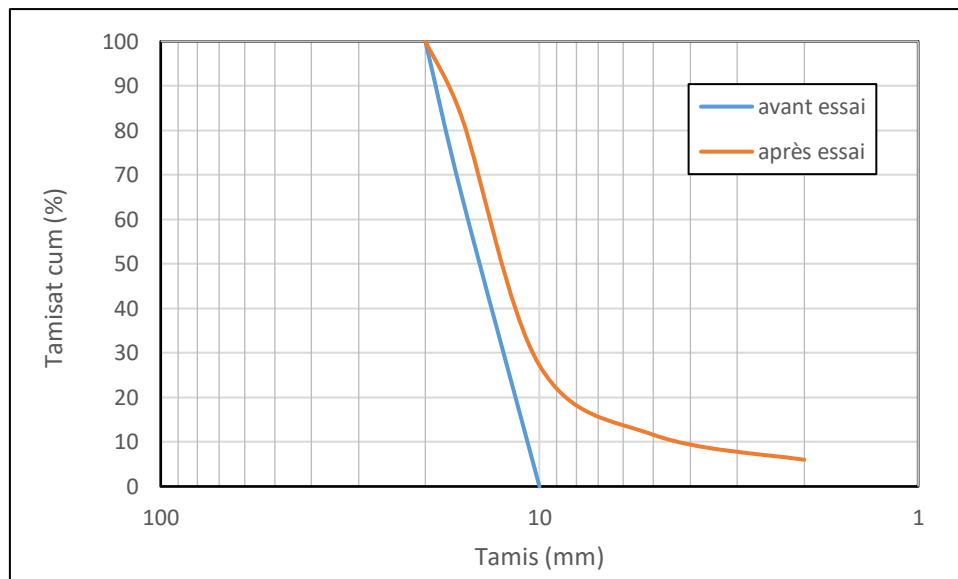
| Les tamis (mm) | Refus (gr) | Refus cumulés (g) | Refus cumulés % | Tamisats cumulés % |
|----------------|------------|----------------------|--------------------|-----------------------|
| 20 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 16 | 700 | 700 | 35 | 65 |
| 10 | 1300 | 2000 | 100 | 0 |

Après pilonnage :

$m_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$

Tableau IV.11 : Résultats du tamisage après pilonnage.

| Les tamis (mm) | Refus (gr) | Refus cumulés (g) | Refus cumulés % | Tamisats cumulés % |
|----------------|------------|-------------------|-----------------|--------------------|
| 20 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 16 | 346 | 346 | 17.3 | 82.7 |
| 10 | 1119 | 1465 | 72.8 | 27.2 |
| 5 | 303 | 1768 | 88.4 | 11.6 |
| 2 | 112 | 1880 | 94 | 6 |
| 1 | 58 | 1938 | 96.9 | 3.1 |
| fond | 62 | 2000 | 100 | 0 |

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

La courbe granulométrique de la figure (IV.9) après pilonnage montre un étalement important, ce qui confirme la fragmentation des grains lors du pilonnage et une quantité importante de fines a été constatée lors de l'essai.

Calcul du FR

Le coefficient de fragmentabilité est donné par la formule suivante :

$$FR = \frac{D_{10} (\text{Avant pilonnage})}{D_{10} (\text{Après pilonnage})}$$

Avec :

$$D_{10}(\text{Avant pilonnage}) = 11 \text{ mm}$$

$$D_{10}(\text{Avant pilonnage}) = 5 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } FR = \frac{11}{5} = 2.2$$

$$FR = 2.2$$

IV.4.4.4. Interprétation des résultats

Tableau IV.12 : Valeurs de références

| Valeur de FR | Commentaire |
|--------------|------------------------|
| $FR < 7$ | Roche peu fragmentable |
| $FR > 7$ | Roche fragmentable |

Valeur de référence : seuil retenu $FR=7$

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.4.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)

Parmi les paramètres d'identification les plus significatifs des problèmes posés par l'emploi des matériaux dans la construction des remblais et des couches de forme, le coefficient de dégradabilité (DG) est un représentant actif du comportement de certains matériaux rocheux se traduisant par une évolution continue de leurs caractéristiques géotechniques (granularité, argilosité, plasticité,) par rapport à celles observées immédiatement après leur extraction.

IV.4.5.1. Principe de l'essai

L'essai de dégradabilité vise à évaluer la sensibilité du matériau rocheux aux sollicitations hydriques, et donc le risque d'évolution à long terme sous l'action combinée de l'eau et des sollicitations mécaniques.

L'échantillon testé est identique à celui préparé pour l'essai de fragmentabilité avec une masse totale de 2 kg.

La granulométrie de l'échantillon est déterminée sur 3 points. L'essai consiste à soumettre l'échantillon à quatre cycles alternant 8h d'imbibition et 16h de séchage en étuve à 105°. Après l'essai, la granulométrie est à nouveau déterminée à l'aide de quatre tamis au minimum

IV.4.5.2. Mode opératoire

- Le tamisage est effectué après la fragmentation de l'échantillon. Les tailles de tamis dépendront du type de matériau ;
- A partir de cela, on procède à la reconstitution et à la réhomogénéisation de la fraction en la répartissant dans un bac métallique que l'on place alternativement quatre fois successivement en immersion dans un grand bac, puis dans l'étuve à 105°C. Le 1er cycle débute par une mise en immersion et le 4ème cycle se termine par un séchage.

La durée d'un cycle est de :

- 8 h \pm 1 h d'immersion,
- 16 h \pm 1 h de séchage..
- Après le 4ème cycle, on procède au tamisage.

Deux valeurs seuils sont retenues dans la classification française des roches NF P11-300 pour le coefficient de dégradabilité. Les matériaux pour lesquels $DG < 5$ sont considérés comme peu dégradables, ceux pour lesquels $DG > 20$ sont considérés comme très dégradables, tandis que les matériaux présentant une valeur intermédiaire de DG sont moyennement dégradables.

IV.4.5.3. Présentation des résultats

Les résultats de l'essai de dégradabilité sont présentés dans les Tableaux ci-dessous et à la Figure (IV.10)

Avant 1er cycle Imbibition/Séchage

$m_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$

Tableau IV.13 : Résultats du tamisage avant pilonnage.

| Les tamis (mm) | Refus (gr) | Refus cumulés (g) | refus cumulés % | Tamisats cumulés % |
|----------------|------------|----------------------|-----------------|-----------------------|
| 20 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 16 | 904 | 904 | 45.2 | 54.8 |
| 10 | 1096 | 2000 | 100 | 0 |

Après pilonnage :

$m_{\text{échantillon}} = 2000\text{gr}$

Tableau IV.14 : Résultats du tamisage après pilonnage.

| Les tamis (mm) | Refus (gr) | Refus cumulés (g) | refus cumulés % | |
|----------------|------------|-------------------|-----------------|-------|
| 20 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 16 | 887 | 887 | 44.39 | 55.61 |
| 10 | 1090 | 1977 | 98.94 | 1.06 |
| 5 | 21 | 1998 | 100 | 0 |
| 2 | 0 | 1998 | 100 | 0 |
| Fond | 0 | 1998 | 100 | 0 |

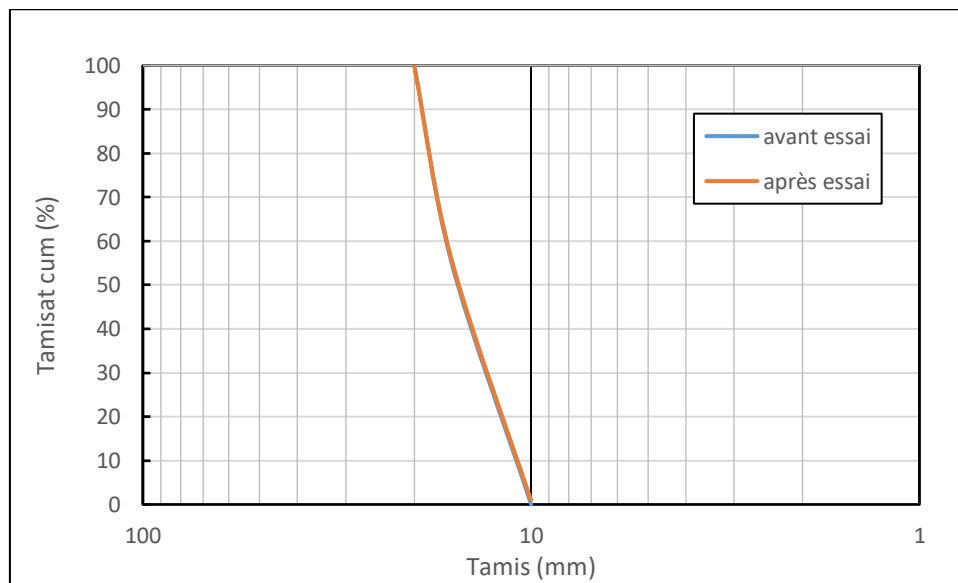


Figure IV.10 : Courbes granulométriques des échantillons testés avant 1er cycle et après 4ème cycle imbibition/séchage.

La figure (IV.10) montre les courbes granulométriques avant et après pilonnage sont pratiquement confondues ; ce qui confirme le peu de particules fines observées lors de l'essai au 4^{ème} cycle imbibition/séchage.

Calcul du DG :

Le coefficient de dégradabilité DG est donné par la formule suivante :

$$DG = \frac{D_{10} \text{ (du matériau avant 1er cycle d'imbibition/séchage)}}{D_{10} \text{ (du matériau après 4ème cycle d'imbibition/séchage)}}$$

Avec :

$$D_{10} \text{ (Avant 1er cycle imbibition/séchage)} = 11 \text{ mm}$$

$$D_{10} \text{ (Après 4ème cycle imbibition/séchage)} = 11.5 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } DG = \frac{11}{11.5} = 0.95$$

$$DG = 0.95$$

IV.4.5.4. Interprétation des résultats

Tableau IV.15 : valeur de référence

| Valeur de DG | Commentaires |
|--------------|--|
| DG < 5 | Matériau rocheux peu dégradables |
| 5 < DG < 20 | Matériau rocheux moyennement dégradables |
| DG > 20 | Matériau rocheux très dégradables |

Seuils retenus : DG = 5 et 20

La valeur du coefficient de dégradabilité est quasiment égale à 1, ce qui signifie que le matériau testé est peu dégradable sous l'action de sollicitations hydriques d'après le tableau (IV.15).

IV.5. Conclusion

Les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité (résistance mécanique). Les caractéristiques mécaniques des granulats sont déterminées par des essais tentant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques des granulats, par exemple le degré d'usure, de fragmentation pour les granulats utilisés dans les chaussées.

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 dénote sa possibilité d'utilisation dans les couches de chaussée.

V.1. Introduction

Toutes les études dans le domaine de construction notamment dans le secteur routier sont basées sur la recherche en leur sein d'un arrangement maximal des composantes en vue d'offrir au mélange les meilleures performances.

Plusieurs essais en laboratoire sont nécessaires afin de déterminer si la qualité d'un granulat est acceptable pour un ouvrage routier. L'analyse granulométrique permet d'évaluer si la distribution granulométrique des granulats respecte les exigences associées à son usage. La dureté des granulats est évaluée par un essai de résistance à l'usure par attrition, soit l'essai Micro-Deval, et par un essai de résistance à la fracturation et l'abrasion, nommé Los Angeles (Doré et al., 2009).

Le paramètre de dureté est important, car la granulométrie d'un granulat de moins bonne qualité peut changer lors de la mise en place des couches granulaires et ainsi ne plus correspondre aux normes.

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

V.2. Programme expérimental

Le programme expérimental prévu est basé sur l'essai Proctor modifié effectué sur des mélanges des classes granulaires choisis avec différents pourcentages.

L'essai Proctor modifié est utilisé en géotechnique pour évaluer la relation entre la teneur en eau et la densité sèche du sol routier. En effet, Le compactage est le moyen le plus efficace et le plus rentable d'améliorer les propriétés d'un sol, y compris la densité, la résistance des couches de chaussée.

Le compactage peut provoquer la rupture ou l'écrasement des grains et créer des changements dans leur taille et la distribution des pores, ce qui peut affecter le matériau des couches de chaussée.

V.2.1. Les classes granulaires

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

Gravillons de classe (3/8) mm, (8/15) mm, (15/20) mm, (2/4) mm, (4/6.3) mm, (6.3/10) mm, (10/14) mm, (14/20). Voir figure (IV.2)

V.2.2. Présentation des mélanges étudiés

V.2.2.1. Mélange binaire

C'est un mélange obtenu en mélangeant deux classes granulaires (3/8 et 8/15) avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.1 : Pourcentages du mélange binaire.

| Les classes \ Les mélanges | 3/8 | 8/15 |
|----------------------------|-----|------|
| 1 | 25% | 75% |
| 2 | 50% | 50% |
| 3 | 75% | 25% |

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange binaire est représentée sur la figure(V.1).

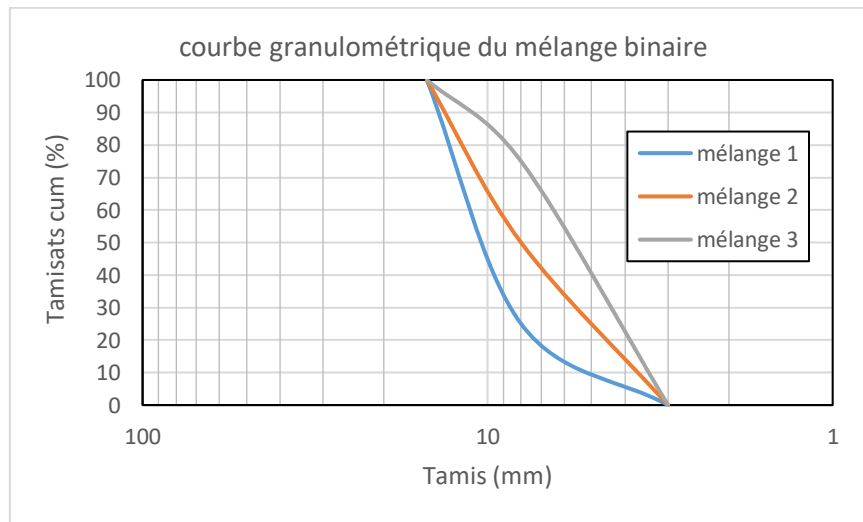


Figure V.1 : courbe granulométrique du mélange binaire

V.2.2.2. Mélange ternaire

C'est un mélange obtenu en mélangeant trois classes granulaires (3/8, 8/15 et 15/20) avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.2 : Pourcentages du mélange ternaire.

| Les classes \ Les mélanges | 3/8 | 8/15 | 15/20 |
|----------------------------|-----|------|-------|
| 1 | 25% | 50% | 25% |
| 2 | 25% | 25% | 50% |

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange ternaire est représentée sur la figure (V.2).

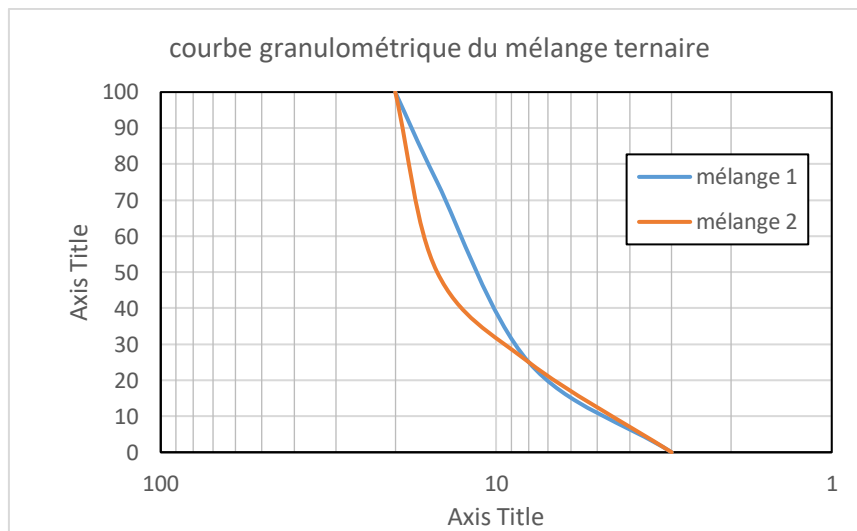


Figure V.2 : courbe granulométrique du mélange ternaire

V.2.2.3. Mélange mixte (5 classes)

C'est un mélange obtenu en mélangeant cinq classes granulaires (2/4, 4/6.3, 6.3/10, 10/14 et 14/20) avec des pourcentages différents comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.3 : Pourcentages du mélange mixte composé de 5 classes.

| Les classes \ Les mélanges | 2/4 | 4/6.3 | 6.3/10 | 10/14 | 14/20 |
|----------------------------|-----|-------|--------|-------|-------|
| 1 | 20% | 20% | 20% | 20% | 20% |
| 2 | 10% | 10% | 25% | 25% | 30% |
| 3 | 10% | 15% | 15% | 35% | 25% |

La courbe granulométrique obtenue pour le mélange mixte (5 classe) est représentée sur la figure (V.3).

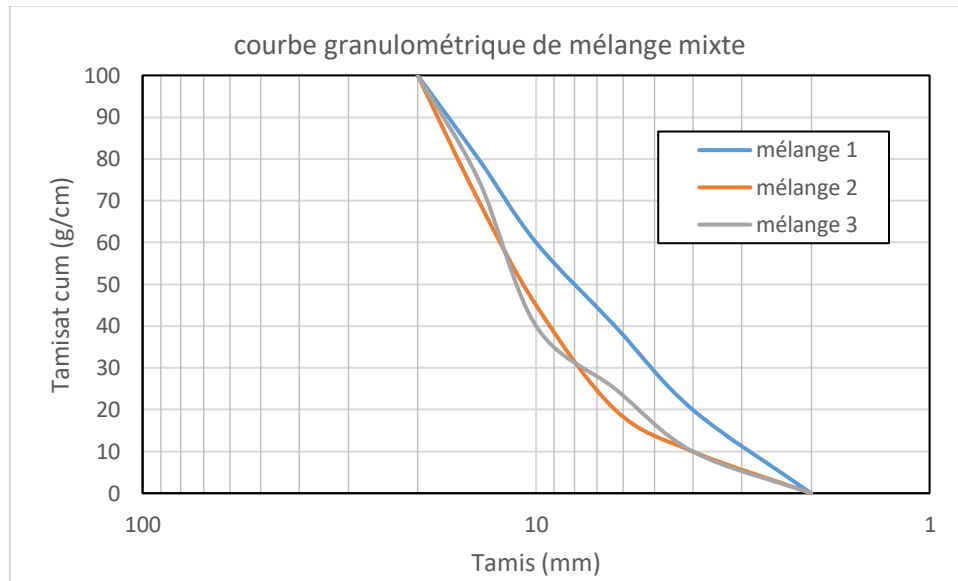


Figure V.3 : courbe granulométrique du mélange mixte (5classes)

V.3. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

Le compactage de cet essai est beaucoup plus soutenu que l'essai Proctor normal. Il reproduit le compactage maximum obtenu grâce aux compacteurs à rouleaux lourds utilisé in situ. Le Proctor modifié est utilisé pour mettre en évidence les caractéristiques optimales des sols prévus pour les fondations des chaussées.

V.3.1. Principe de l'essai

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et l'on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage du Proctor modifié.

V.3.2. Mode opératoire

- 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.

Cette procédure est répétée pour plusieurs teneurs en eau qui évoluent de 2 à 8%.

Pour chaque éprouvette il est nécessaire de mesurer sa masse humide et sa masse sèche qui sera portée sur un graphique.

V.4. Présentation des résultats

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 géogrilles.

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).

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (1).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $\gamma_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|-------------------------|
| 2 | 3823 | 3761 | 1.65 | 1.77 |
| 5 | 4049 | 3906 | 3.66 | 1.84 |
| 8 | 4018 | 3865 | 3.96 | 1.81 |

Tableau V.5 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (2).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $\gamma_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|-------------------------|
| 2 | 3979 | 3921 | 1.47 | 1.84 |
| 4 | 3992 | 3854 | 3.58 | 1.82 |
| 8 | 3990 | 3850 | 3.63 | 1.81 |

Tableau V.6 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange binaire (3).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 2 | 3976 | 3919 | 1.45 | 1.84 |
| 5 | 4038 | 3930 | 2.74 | 1.85 |
| 6 | 3965 | 3812 | 4.01 | 1.79 |

Tableau V.7 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange ternaire (1).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 2 | 3990 | 3950 | 1.01 | 1.86 |
| 5 | 4133 | 3991 | 3.55 | 1.87 |
| 8 | 4038 | 3890 | 3.8 | 1.83 |

Tableau V.8 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange ternaire (2).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 2 | 3938 | 3873 | 1.67 | 1.82 |
| 4 | 4082 | 3956 | 3.18 | 1.86 |
| 6 | 4068 | 3921 | 3.74 | 1.84 |

Tableau V.9 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (1).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 2 | 4074 | 4004 | 1.74 | 1.88 |
| 6 | 4232 | 4080 | 3.72 | 1.92 |
| 8 | 4204 | 4022 | 4.52 | 1.89 |

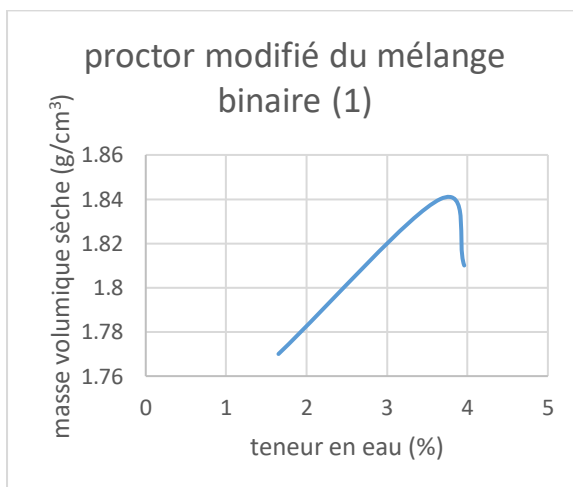
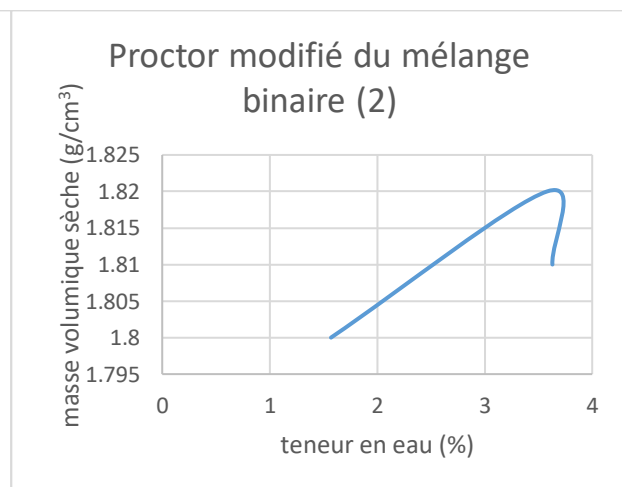
Tableau V.10 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (2).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 4 | 3998 | 3849 | 3.87 | 1.81 |
| 6 | 4161 | 3998 | 4.077 | 1.88 |
| 8 | 4153 | 3979 | 4.37 | 1.87 |

Tableau V.11 : Résultats finaux de l'essai Proctor modifié du mélange quaternaire (3).

| Teneur en eau | M_h | M_s | $W = (M_h - M_s) / M_s$ | $P_d = M_s / 2124$ |
|---------------|-------|-------|-------------------------|--------------------|
| 2 | 4017 | 3881 | 3.5 | 1.82 |
| 5 | 4100 | 3945 | 3.92 | 1.85 |
| 6 | 4057 | 3896 | 4.13 | 1.83 |

Les courbes Proctor ainsi obtenues représentant les densités sèches en fonction des teneurs en eau sont illustrées ci-dessous.

**Figure V.4** : courbe Proctor du mélange binaire (1)**Figure V.5** : courbe Proctor du mélange binaire (2)

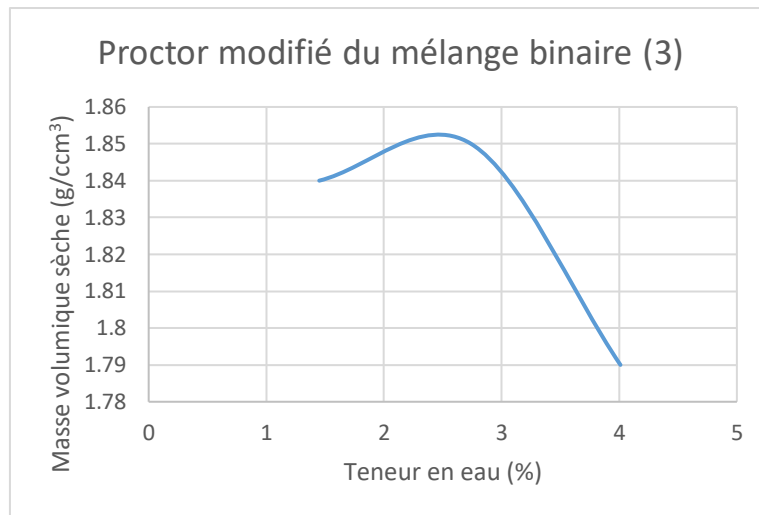


Figure V.6 : courbe Proctor du mélange binaire (3)

La meilleure densité est obtenue pour le mélange ayant 75% de la classe 3/8 et 25% de la 8/15. En effet ; 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 8/15. Les autres mélanges (1 et 2) ont moins de petits grains et plus de gros grains, ce qui engendre plus de vides, donc une densité sèche plus basse.

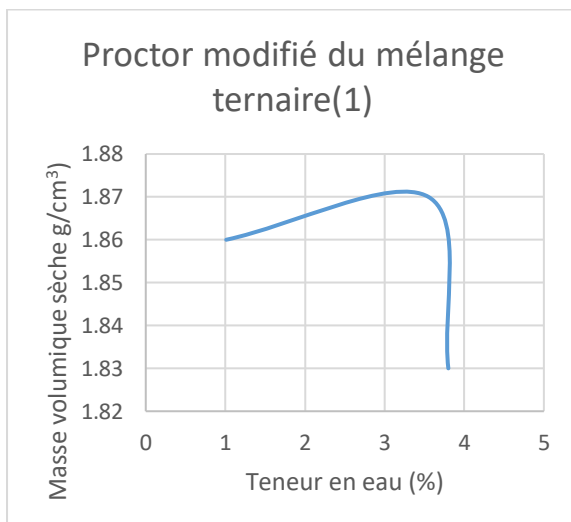


Figure V.7 : courbe Proctor du mélange ternaire (1)

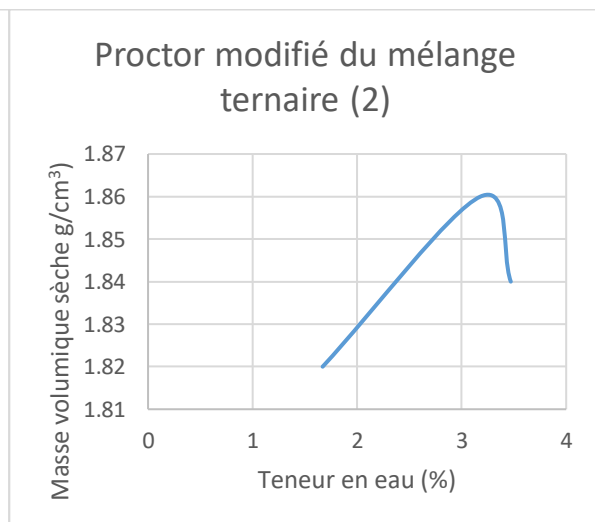


Figure V.8 : courbe Proctor du mélange ternaire (2)

La meilleure densité est obtenue pour le mélange ayant 25% de la classe 3/8 et 50% de la 8/15 et 25% de la 15/20. En effet le pourcentage de la classe intermédiaire 8/15 est plus

important pour le ternaire 1 que pour le ternaire 2 ; ce qui a permis d'avoir une meilleure homogénéisation du mélange et donc une meilleure densité.

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

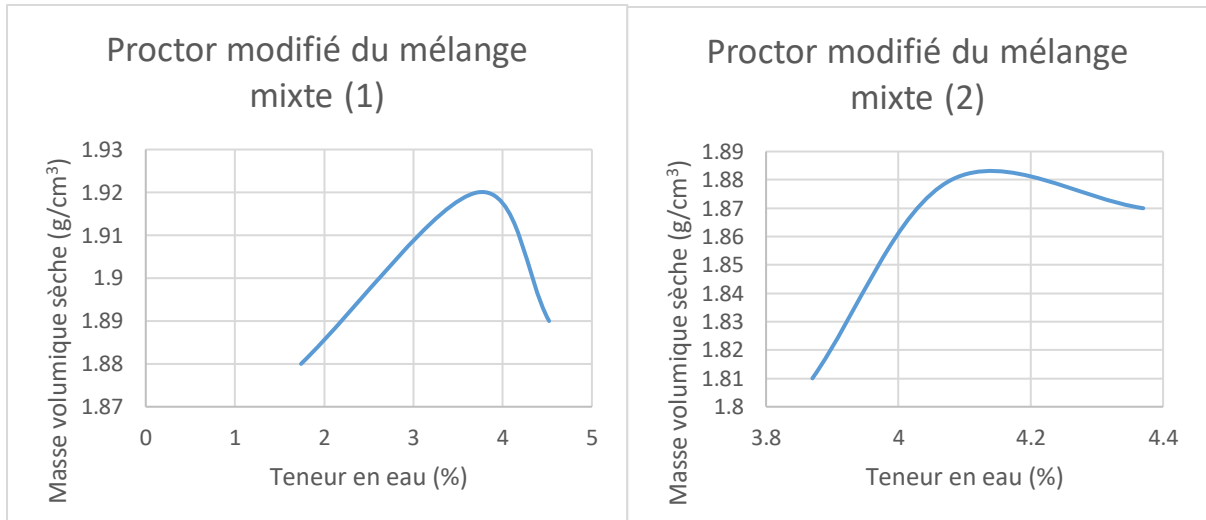


Figure V.9 : courbe Proctor du mélange mixte de 5 classes (1)

Figure V.10 : courbe Proctor du mélange mixte de 5 classes (2)

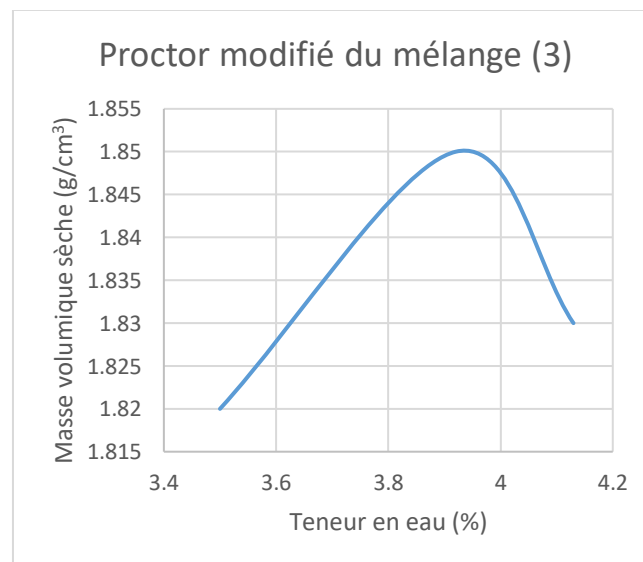


Figure V.11: courbe Proctor du mélange mixte de 5 classes (3).

La meilleure densité sèche est de l'ordre de 1.92. Elle est obtenue pour le mélange ayant 20% pour les cinq classes (2/4 ; 4/6,3 ; 6,3/10 ; 10/14 et 14/20). Pour les deux autres mélanges (2 et 3), ils en ont moins de petits grains pour combler leurs vides.

Pour les mélanges mixtes, leurs granulométries sont plus étalées que pour les mélanges ternaires ou binaires ; ce qui justifie leurs densités sèches élevées obtenues.

V.5. Compacité selon 2 couches

Les résultats obtenus de l'essai Proctor modifié selon 2 couches sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Compacité selon 2 couches.

| Les mélanges | Teneur en eau optimale | Mh | Ms | γ_d sèche optimale g/cm ³ |
|-------------------|------------------------|------|------|---|
| binaire | 2.5 | 3712 | 3639 | 2 |
| ternaire | 3.25 | 3743 | 3652 | 2.49 |
| Mixte à 5 classes | 3.8 | 3833 | 3709 | 3.34 |

Les échantillons confectionnés en deux couches ont montré que les mélanges mixtes ont donné de meilleures densités sèches. Plus le mélange a plus de classes granulaires, plus la densité sèche est meilleure.

V.6. Compacité selon 3 couches

Les résultats obtenus de l'essai Proctor modifié selon 3 couches sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13: Compacité selon 3 couches.

| Les mélanges | Teneur en eau optimale | Mh | Ms | γ_d sèche optimale g/cm ³ |
|-------------------|------------------------|------|------|---|
| binaire | 2.5 | 3791 | 3713 | 2.1 |
| ternaire | 3.25 | 3864 | 3765 | 2.63 |
| Mixte à 5 classes | 3.8 | 3960 | 3826 | 3.5 |

Les échantillons confectionnés en trois couches ont montré que les mélanges mixtes ont donné de meilleures densités sèches.

V.7. Compacté selon 5 couches

Les résultats obtenus de l'essai Proctor modifié selon 5 couches sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Compacité selon 5 couches.

| Les mélanges | Teneur en eau optimale | γ_d sèche optimale (g/cm ³) |
|-------------------|------------------------|--|
| binaire | 2.5 | 1.85 |
| ternaire | 3.25 | 1.87 |
| Mixte à 5 classes | 3.8 | 1.92 |

Les échantillons confectionnés en cinq couches ont montré que les mélanges mixtes ont donné de meilleures densités sèches.

V.8. Compacité selon le fuseau CTTT

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.15 : L'analyse granulométrique d'un mélange idéal CTTT

| Tamis (mm) | Refus (g) | Refus cumulés (g) | Refus cumulés (%) | Tamisâts cumulés (%) |
|------------|-----------|-------------------|-------------------|----------------------|
| 31.5 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| 20 | 50 | 50 | 1 | 99 |
| 10 | 850 | 900 | 18 | 82 |
| 6.3 | 600 | 1500 | 30 | 70 |
| 4 | 1900 | 3400 | 68 | 32 |
| 2 | 500 | 3900 | 78 | 22 |
| 0.5 | 550 | 4450 | 89 | 11 |
| 0.2 | 200 | 4650 | 93 | 7 |
| 0.08 | 150 | 4800 | 96 | 4 |
| Fond | 200 | 5000 | 100 | 0 |

La courbe granulométrique moyenne obtenue selon le fuseau du CTTT est représentée sur la figure (V.12).

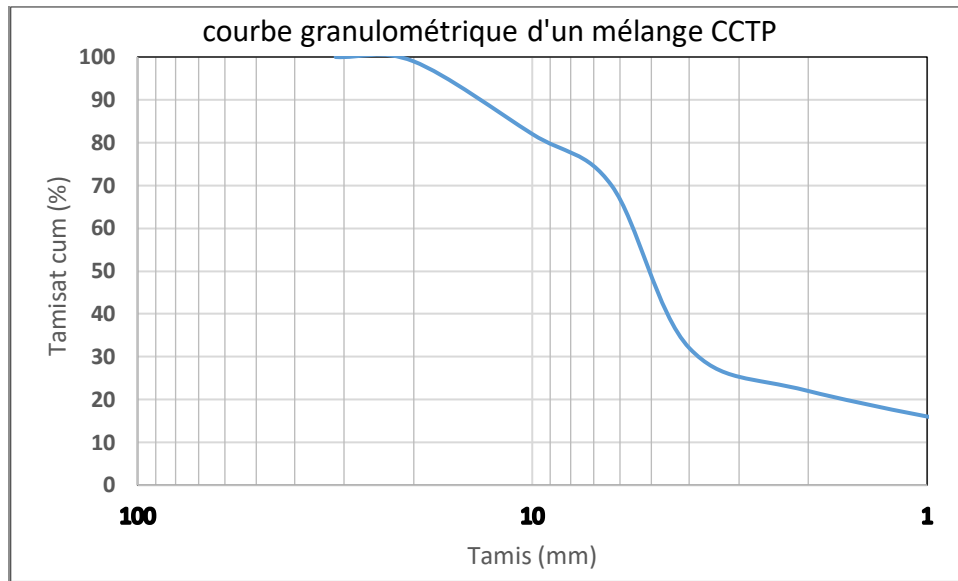


Figure V.12 : courbe granulométrique d'un mélange idéal CCTP

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

Tableau V.16 : Résultats d'essai Proctor modifié d'un mélange idéal CCTP

| Teneur en eau | Mh | Ms | γ_d |
|---------------|------|------|------------|
| 3.6 | 4532 | 4384 | 3.26 |

V.9. 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 leur compacité.

Une granulométrie plus grossière augmentera généralement la résistance du matériau ainsi que sa conductivité hydraulique (Holtz et Kovacs, 1991; Piteau, 1991). À l'inverse, une proportion significative de particules fines (c'est-à-dire plus de 10% des particules de moins de 0,08 mm de diamètre) réduira leur conductivité hydraulique (Piteau, 1991).

La taille relative des grosses et des petites particules est un facteur influençant le mélange dans une classe granulaire. Il apparaît que les petites sphères peuvent être incluses entre les plus grosses si le diamètre des grosses est au moins 6,5 fois plus grand que celui des petites (Reiffsteck et al. 2007)

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 5 classes granulaires qui présente une granulométrie la plus étendue.
- Des classes granulaires intermédiaires entre les classes granulaires du mélange binaire choisi, contribuent au réarrangement des grains et diminuent l'effet de desserrement.
- Dans un même échantillon, plus le nombre de classes granulaires augmente, plus la densité sèche optimale augmente et cela quelque 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.
- Plus le nombre de couches est important dans un échantillon, plus la densité sèche optimale augmente et cela quelque soit la composition de la granulométrie de l'échantillon. Ceci peut s'expliquer par le fait, plus le nombre de couches est élevé, plus l'échantillon est mieux compacté. En outre une granulométrie étalée (continue) permet d'obtenir un matériau plus dense avec un volume de vides intergranulaires plus faible en raison d'un arrangement plus compact des grains.
- La densité sèche optimale augmente en fonction du nombre de couches dans l'échantillon et 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 des densités similaires pour une granulométrie mixte à 5 classes granulaires pour un bicouche, pour un tricouche et 5 couches, nos résultats sont meilleurs pour une granulométrie à 5 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.10. Conclusion

La technique d'optimisation des mélanges granulaires utilisée est basée sur la non prise en compte des effets induits par chaque grain mais de l'effet de chaque classe granulaire. Cette technique s'inspire de la granularité des matériaux utilisés et de la compacité de leurs tranches élémentaires. Elle permet d'expliquer les différences de performances mesurées sur des couches de chaussée.

Les différents points à retenir de cette étude sont :

- Pour ces matériaux, l'étude a permis d'expliquer les différences de porosité observées entre les différents mélanges granulaires ;
- Dans chaque mélange, on a observé une nette décroissance des volumes solides avec la taille des grains ;
- Le mélange mixte est celui qui a donné les densités sèches les plus élevées ;
- Plus une classe granulaire n'est pas représentée dans une couche de chaussée, plus la densité sèche baisse et plus la couche sera sensible aux dégradations.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, nous avons présenté les différentes caractéristiques des granulats utilisés, ainsi que le programme expérimental qui est basé sur une étude effectuée au niveau de notre laboratoire de MDS en utilisant l'essai Proctor modifié pour la détermination des différentes compacités (densités sèches). L'échantillonnage a été effectué suivant deux, trois et cinq couches pour trois types de mélanges binaire, ternaire et mixte. Les principaux résultats obtenus se résument comme suit :

Les résultats montrent que la sensibilité aux contraintes environnementales peut être globalement décrite par un paramètre lié au pourcentage des classes granulaires et que la sensibilité à la densité sèche est reliée aux courbes granulométriques composée de diverses classes granulaires.

La distribution granulométrique des mélanges a une influence majeure sur le compactage et les caractéristiques mécaniques (densités sèches) des matériaux des chaussées.

L'évolution de l'indice des vides en fonction des classes granulaires d'un mélange peut être abordée par l'observation de la forme de la courbe granulométrique.

Des valeurs de pourcentage des classes granulaires délimitant divers niveaux de performance, ont été identifiées à la valeur de la densité sèche et à l'étalement des courbes granulométriques. En effet, plus les courbes granulométriques sont étalées et plus la densité sèche est élevée et meilleure est la compacité.

Perspectives

Les résultats de ce travail expérimental ouvrent de nouvelles perspectives où il serait

Intéressant :

- D'étendre cette étude tant aux propriétés mécaniques et aux performances de durabilité.
- D'optimiser les compacités des couches de chaussée à partir des granulométries.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Agal T., (2005), Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la ville de Montréal. Mémoire de maîtrise électronique, Montréal, Ecole de Technologie Supérieure.

Amair A. 2021. Etude bibliographique et analyse des pathologies des chaussées. Mémoire de master en Travaux Publics. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Algérie.

Amani A. (2017). Modèles de chaussée routière. Mémoire de master en génie mécanique. Université de Blida1, Blida.

Aquié. (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.

Babilotte, C. & Soulie, C. (1994) : Guide Technique – Conception et Dimensionnement des structures de chaussées communautaires du Grand LYON – fascicule 2 dimensionnement des structures de chaussées neuves et élargissements des voies. CETE de Lyon.

Barrillot J., Cabanes H., Carillo P., (2018), La route et ses chaussées. Edition : Collection blanche BTP

Bauchy, (2007). Rapport du projet expérimental : étude et contrôle du chaos dans un système mécanique, ENS Cachan, France, p. 38.

Belkider K. (2003). Contribution à la notion d'adhérence sur les chaussées du réseau algérien. Mémoire de magister Université de Tizi-Ouzou

Ben Aim, R. (1970). Étude de la texture des empilements de grains. Application à la détermination de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire intermédiaire et laminaire. Thèse de doctorat, Université de Nancy. France.

Benammar, H. et Aouabdi, M. (2020). Analyse des pathologies des routes due aux problèmes géotechniques. Mémoire de master en génie civil, Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent, Algérie.

Benson, G.H., & Trast, J.M. 1995. Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. *Clay and Clay minerals* 43, 669–681.

Berthier J. (1992): « Technique de l'ingénieur, traité de construction : granulats et liants routiers. DOC. C903-1 France

Biarez. (1974). La pratique du compactage. Edition Eyrolles (France)

Bouterfas M., (2012). Optimisation de la compacité du squelette granulaires. Mémoire de magister, Faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen, Algérie, p. 66.

Boutonnier. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre: coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.

Caamapum De Carvalho J. C. J. (1987). La reconstitution des éprouvettes en laboratoire : Théorie et pratique opératoire. LPC.

CEBTP (1984), " Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux," 155p, Centre de recherches routières de Bruxelles.

Chibani, A. (2017). Etude géotechnique d'un tronçon routier de la R.N 32, reliant la wilaya d'Oum El Bouaghi vers la wilaya de Khenchela sur 35 km. Mémoire de master. Université Larbi Ben M'hidi–Oum El Bouaghi, Algérie.

Collection Technique Cimbéton (2019) : T50, Voiries et aménagements urbains en béton – conception et dimensionnement. Tome 1. Cimebéton.

Coquant R. (1978) « Routes : circulation- tracé- construction » tome II 6ème édition, Eyrolles 1978.

Cui Yu-Jun, Delage P (2003). Sols non saturés : applications au calcul des ouvrages. Mécanique des sols et géotechnique.

Dawson, Andrew. 2002. « Granular Pavement Layer Materials...Where are we? » Dans: Towards performance based specifications for unbound granular pavement materials: proceedings of a workshop. 20th ARRB Conference 2001. Melbourne :

De Larrad F., Sedran T. (2000), Manuel d'utilisation du logiciel René, LCPC, 2000.

De Larrard F. (1988). « Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances »,Rapports de recherche des LPC, N° 149, Paris, Mars.

Derfouf Y. ; Berrahou I. E. (2016), Etude technique et étude managériale d'un projet routier (éviterment de la RN47 -A- du PK50+300 jusqu'à Marsa Ben mhidi sur 5KM. Mémoire de master en génie civil. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Tlemcen Algérie

Djedid.A, B. (1998). Introduction à la mécanique des sol 1. Polycopié de Cours de l'Université de Tlemcen, Algérie.

Doré, Guy, et Hannele K. Zubeck. (2009). *Cold regions pavement engineering*. Reston, VA : New York : ASCE Press ; McGraw-Hill, 416 p. ISBN : 978-0-07-160088-0.

Dumont A-G. ; Turtschy J-C ; Pucci T. ; Fantana M. (2001) : Analyse des modèles de comportement des chaussées. Laboratoire des voies de circulation LAVOC, EPF Lausanne.

El Barrak, M. (2005) : Contribution à l'étude de l'aptitude à l'écoulement des bétons autoplaçants à l'état frais. Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, France, Juillet, p. 229.

Fédération nationale des travaux publics (2015) : Pathologies routières liées aux malfaçons de compactage. Fédération nationale des travaux publics ; 13 Janvier 2015.

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

Guilbault, P. (2007). Compactage et décompactage (Vol. 6). France: article paru dans la revue L'avenir agricole et viticole Aquitain N° 108 du 7 janvier 2008.

Hadji R, (2019) : Introduction à la mécanique des sols. Chapitre II compactage des sols. Université Ferhat Abbas. Setif1.

Hanini W. (2012) : Etude de l'incidence de la granularité sur la compacité des mélanges granulaires. Mémoire de magister de l'Université de Tlemcen.

Haouache C., Chettouh A. (2016). Etude de modernisation et de renforcement de la RN46 sur 15 km (PK 00+000 au PK 15+000). Université Ziane Achour- Djelfa -

Hassaine, D. R. (1990). Contribution à l'étude du compactage au laboratoire. Mémoire d'ingénieur de l'Université Abou bekrbelkaid.

Holtz.R.D, K. (1999). Introduction à la géotechnique. (E. P. Montérial).

Holtz, R. D. et Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique* : Presses Polytechnique.

[https://aqtr.com/association/bibliothèque/Manuel d'identification des dégradations des chaussées flexibles.](https://aqtr.com/association/bibliothèque/Manuel_d'identification_des_degradations_des_chaussées_flexibles)

Ibro Maiguizo, Z. (2012). Les dégradations dans les chaussées souples et les moyens de prévention : Expertise de la RN25 près de Draa-El-Mizan. Mémoire de master en génie civil. Université Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou, Algérie.

Isis, B. (2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée. Application à des projets de terrassement dans le département de l'Hérault. Mémoire de master. Conservatoire national des arts et métiers. Paris, France.

Jean Jacques. Maurice Buffalo. Spie Balignolles (2019) : Conception et construction des ouvrages des sols fins. ; Journée Technique du 16 mai 2019, France.

Johnson, A. W. et Sallberg, J R. (1960) "Factors that Influence Field Compaction of Soils: Compaction Characteristics of Field Equipment" Bulletin No. 272, Highway Research Board, National Research Council. Washington, D.C.

Kalli Fatma Zohra (2012) « Manuel des essais routiers » OPU, Alger.

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

Khanta Rao V.V.L., Krishnamoorthy. (1993). "Aggregate Mixture for Least Void Content for Use in PolymerConcrete", Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 15, N° 2, pp. 97-107.

Khireddine, Z et Khqsnadji, M. (2016). Dimensionnement d'une structure de chaussée en utilisant les matériaux locaux. Mémoire de master en génie civil. Université M'hamed Bouguerra Boumerdes, Boumerdes

Lambe. (1958). The structure of compacted clay. Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE, 84, 1-35.

LCPC - SETRA. Catalogue des structures types de chaussée neuves. Paris :Bagneux, 1977.

LCPC - SETRA. Réalisation des remblais et des couches de forme ; Guide technique fascicule 1et2. 2ème édition. Paris : Bagneux, juillet 2000. P 102.

LCPC - SETRA. Guide technique ; dimensionnement des structures de chaussées.2009. P63.

LCPC. Essai de la compacité des fractions granulaires à la table à secousse. Juillet 2004.

LCPC. Guide technique. Compactage des enrobés hydrocarbonés à chaud. 2003.

Le Brun L., Diaz E-G, Rougeau P. , Dehaut S. , Mehiri K. (2017) : Utilisation du modèle d'empilement compressible pour la formulation des blocs de béton : détermination de l'indice de serrage et de l'effet de paroi sur un mélange granulaire. AJCE Journal – Spécial Issue – Volume 35 Issue 1.

Makhaly BA. (2008). Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussées et évaluation de leur qualité, Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies (DEA) en Géosciences. **Université Cheikh Anta Diop de Dakar.**

Marchand J., Gagné R., Ouellet E. et Lepage S., (1997). Mixture proportioning of roller compacted concrete, Concrete Technology, Special Publication SP 171-22. pp. 457-487.

Mesbah.A, M. J. (1999). Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique: détermination des paramètres pertinents (École Nationale des Travaux Publics de l'État,). 69518 Vaulx en Velin cedex, France.: Laboratoire Géo Matériaux, Département Génie Civil et Bâtiments.

MichaiM. (2006), "portance résiduelle des structures des routes revêtues : contribution à l'étude de détermination des critères de déflexion sur le réseau routier Béninois. Mémoire. Bénin.

Morel.G, A. (1988). Le compactage. Eyrolles

Nagaraj, A. S. (2005). Plastic limit and compaction characteristics of fine grained soils. (I.I. Science, Éd.) Department of Civil Engineering, Bangalore, India.

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.

Okounde E. S. (2009). Contribution à l'utilisation des pierres en couche déroulement dans les chaussées urbaines des régions des collines et des montagnes au Bénin : Possibilité de pavés de pierre, Mémoire d'ingénieur à Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (Benin).

Ollivier J-P. (2012). Propriétés physiques du béton et de ses constituants, Hermès – Lavoisier.

Piteau, A. E. L. (1991). Mined Rock and Overburden Piles, Investigation and Design Manual, Interim Guidelines. prepared for the B.C. Mine Dump Committee. Piteau Associates Engineering Ltd.

Reiffsteck P. ; Nguyen Phamp-T. ; Arbaut J. (2007) Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol. BLPC • n°268-269 • juil/août/sept 2007

Routes-Info (2020) : Le retraitement des chaussées en place à froid aux liants hydrauliques routiers. Cahier Technique 01 ; Cimbéton

Sarsby, R. W. (2013). Environmental Geotechnics (éd. 2). ICE Publishing

Sedran T. (1999). Rhéologie et rhéométrie des bétons : Application à la formulation des bétons autonivelants. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, Mars.

Sedran.T et de Larrard.F. (2000). « Manuel d'utilisation de René-LCPC version 6.1d Logiciel d'optimisation granulaire », LCPC, Septembre, p. 20.

Sedran.T., de Larrard.F., Angot.D. (1994). « Prévion de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Fondements théoriques et étalonnage du modèle », Bulletin des laboratoires de ponts et chaussées, 194, Novembre-décembre.

Semara R. (2018) : Compactage : cours routes procédés généraux de construction ; chapitre 7. Etude du Compactage et des différents Matériaux.

Shahin, A. (2010). Investigation of the Variability in the Results of the NZ Vibrating Hammer Compaction Test. Master Thesis of University of Auckland.

SRIDHARA N A. , RA O S.M. , JOSHI S. (1990), Classification of expansive soils by sediment volume method, Geotech. Testing J., vol. 13, 4, pp. 375-380.

Stovall.T, de Larrard F., Buil.M. (1986). "Linear Packing Density Model of Grain Mixtures", Powder Technology", vol 48

TognisseS. (2016) : " Dimensionnement de la structure de chaussée de la route des pêches," Mémoire d'ingénieur de conception de l' Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi- Benin.

Tuyishine H. (2015) : Etude comparative des différentes techniques de stabilisation en Géotechnique Routière. Mémoire de master à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Burkina Fasso.

Vavrik, W.R., (2002). Bailey method for gradation selection in hot-mix asphalt mixture design. Transportation Research Board, National Research Council.

Zhong-Sen, L. (2015). Études des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation. Thèse de doctorat, Paris.