

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de Master 2

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique et environnement

Thème

Étude du comportement d'un mélange de schiste et de déchets plastiques dans les corps de chaussées

Présenté par : *M^{elle} KECHEMIR Anissa*

Devant le jury composé de :

| | | |
|--------------------|-----------------------------------|------------|
| Mr MELBOUCI Bachir | Professeur à l'UMMTO | Président. |
| Mr GABI Smail | Professeur à l'UMMTO | Examineur. |
| Mr BOUDLAL Omar | Maitre de conférences B à l'UMMTO | Promoteur. |

Promotion : 2016/2017

Remerciements

J'exprime mes remerciements à :

M^r BOUDLAL Omar, Maitre de conférences à l'UMMTO pour avoir encadré et dirigé ce travail, pour sa grande disponibilité lors de mes différentes sollicitations et ses précieux conseils.

M^r MELBOUCI Bachir, Professeur à l'UMMTO pour avoir accepté de présider le jury.

M^r GABI Smail, Professeur à l'UMMTO pour avoir accepté d'examiner ce travail.

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE1

Chapitre I: GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

- I.1. Introduction 3
- I.2. Définition d'une chaussée (Faure 1998) 3
- I.3. Les principales couches d'une chaussée 4
 - I.3.1. Plate forme support de chaussée 4
 - a. Le sol support 4
 - b. La couche de forme 4
 - I.3.2. La couche d'assise4
 - a. Couche de fondation 4
 - b. Couche de base 4
 - I.3.3. Couche de surface 5
 - a. La couche de roulement5
 - b. La couche de liaison 5
- I.4. Les différents types de chaussées (Faure 1998) 5
 - I.4.1. Les chaussées souples 5
 - I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses5
 - I.4.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques 6
 - I.4.4. Les chaussées à structure inverse 6
 - I.4.5. Les chaussées à structure mixte 7
 - I.4.6. Les chaussées en béton de ciment 7
- I.5. Paramètres pris en compte pour le dimensionnement d'une chaussée 8
- I.6. Matériaux utilisés 8
- I.7. Classification des matériaux 9
- I.8. Caractéristiques géométriques des granulats routiers 9

- I.9. Dégradation des chaussées 10
- I.10. Types de dégradations des chaussées 10
- I.11. Action des véhicules sur la chaussée 12
 - I.11.1. Action verticale 12
 - I.11.2. Action tangentielle 13
 - I.11.3. Action dynamique 13
 - I.11.4. Vibration 13
- I.12. Conclusion. 13

Chapitre II: RECYCLAGE ET MATERIAUX RECYCLES

- II.1. Introduction 15
- II.2. Définition du recyclage 15
- II.3. Déchets et matériaux recyclés 16
 - II.3.1. Déchets usuels inertes 16
 - II.3.2. Papier et carton 16
 - II.3.3. Verre 17
 - II.3.4. Plastique 17
 - II.3.5. Aluminium 17
 - II.3.6. Acier 17
 - II.3.7. Bois 18
 - II.3.8. Déchets usuels non inertes 19
 - II.3.9. Déchets industriels dangereux 19
 - II.3.10. Déchets toxiques en quantités dispersées 19
- II.4. Déchets et recyclage en Algérie 19
- II.5. Valorisation et traitement des déchets de chantier 19
- II.6. Le plastique 20

II.6.1. Reconnaissance des plastiques les plus courants 20

II.6.2. Toxicité des plastiques 21

II.6.3. Recyclage du plastique 23

II.6.4. Procédé du recyclage des plastiques 23

II.6.5. Biodégradabilité 24

II.7. Conclusion 25

Chapitre III: IDENTIFICATION DES MATERIAUX

III.1. Introduction 26

III.2. Matériaux utilisés.26

III.3. Les schistes 27

III.3.1. Définition des schistes 27

III.3.2. Les différents types de schiste 29

III.3.2.1. Schistes du métamorphisme général très faible 29

III.3.2.2. Schistes du métamorphisme général faible 29

III.3.2.3. Schistes du métamorphisme général plus fort 30

III.3.2.4. Schiste du métamorphisme de contact 30

III.4. Essais d'identification 30

III.4.1. Teneur en eau W (%)30

III.4.2. Les masses volumiques 31

III.4.2.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique 31

III.4.2.2. La masse volumique humide ρ_h 32

III.4.2.3. La masse volumique des particules solide ρ_s (pycnomètre) 32

III.4.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité 33

III.5. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051) 35

III.5.1. Détermination de la limite de liquidité W_L 36

III.5.2. Détermination de la limite de plasticité W_p 37

III.5.3. Indice de plasticité Ip 38

III.5.4. Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche 38

III.5.5. Analyse minéralogique par diffraction des rayons X 40

III.5.6.1. Principe de la méthode 40

III.5.6.2. Techniques d'analyse 41

III.5.6.3. Diagramme normal 41

III.6. Conclusion 42

Chapitre IV: COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

IV.1. Introduction 43

IV.2. Définition du compactage (Arquie et al 1987) 43

IV.3. Paramètres influant du compactage (Cordary 1994).44

IV.3.1. Teneur en eau 45

IV.3.2. La nature du matériau 45

IV.3.3. Énergie de compactage 45

IV.3.4. Angularité, forme, granularité et pourcentage des fines .46

IV.3.5. Sol support 46

IV.4. Les essais de compactages en laboratoire 47

IV.4.1. Essai Proctor 47

IV.4.1.1. Définition de l'essai 47

IV.4.1.2. Essai Proctor normal 47

IV.4.1.3. Essai Proctor modifié 47

IV.5. Essai Proctor Modifié (PM) 49

IV.5.1. But de l'essai 49

IV.5.2. Principe de l'essai.49

IV.5.3. Matériel utilisé 50

| | |
|---|----|
| IV.5.4. Essais réalisés | 50 |
| IV.5.5. Expression des résultats | 50 |
| IV.6. Essais de portance CBR (California Bearing Ratio) (Cordary 1994, Dupain 2009) | 57 |
| IV.6.1. Principe de l'essai (NF P94-078) | 57 |
| IV.6.2. Matériel utilisé | 58 |
| IV.6.3. Mode opératoire | 59 |
| a. Préparation des échantillons | 59 |
| b. Détermination de l'indice CBR | 59 |
| c. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif) | 59 |
| IV.6.4. Expression des résultats | 60 |
| IV.6.4.1. Interprétation des résultats (CBR) | 60 |
| IV.6.4.2. Interprétation des résultats (CBRimm) | 62 |
| IV.6.4.3. Interprétation des résultats (CBR et CBRimm) | 63 |
| IV.7 Conclusion | 64 |

Chapitre V: ESSAIS ROUTIERS

| | |
|--|----|
| V.1. Introduction | 65 |
| V.2. Essai Micro Deval (NF P 18-572) | 65 |
| V.2.1 Définition et but de l'essai (Dupain 2009) | 65 |
| V.2.2. Objectif de l'essai | 65 |
| V.2.3. Matériels utilisés | 65 |
| V.2.4. Mode opératoire | 66 |
| V.2. 5. Résultats et interprétations | 67 |
| V.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573) | 68 |
| V.3.1. Définition (Dupain 2009) | 68 |
| V.3.2. Principe de l'essai | 69 |
| V.3.3. Résultats et interprétations | 70 |

V.4. Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (NF P 94- 056) 72

V.4.1 Principe de l'essai 72

V.4.2 Exécution de l'essai 72

V.5. Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066) 73

V.5.1 Principe de l'essai 73

V.5.2. Mode opératoire 73

V.5.3. Résultats et interprétations 74

V.6. Conclusion 76

Chapitre VI: ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

VI.1. Introduction 77

IV.2. Notion de résistance au cisaillement 77

VI.3. But de l'essai 78

VI.4. Appareillage de cisaillement direct à la boîte 78

VI.5. Principe et mode opératoire 79

VI.5.1 Principe de l'essai 79

VI.5.2. Mode opératoire 80

VI.5.3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement 80

VI.5.4 Vitesse de l'essai 80

VI.5.5. Influence de la nature du sol sur la résistance au cisaillement 81

VI.7. Différents types d'essais de cisaillement 82

VI.7.1. Essai consolidé, drainé (CD) 82

VI.7.2.Essai consolidé, non drainé (CU) 83

VI.7.3.Essai non consolidé non drainé (UU) 83

VI.8. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement 83

VI.9. Expression des résultats 83

VI.10. Présentation des résultats 84

VI.11. Interprétation des résultats 91

VI.12. Conclusion 92

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES 93

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: Constitution d'une structure de chaussée.

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

Figure I.3 : structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.

Figure I.4: structure d'une chaussée semi-rigide.

Figure I.5: structure d'une chaussée à structure inverse

Figure I.6: chaussée à structure mixte

Figure I.7: Chaussée en béton de ciment

Figure I.8: Reprofilage dans les ornières avec des matériaux bitumineux ou fraisage des bourrelets.

Figure I.9: Fissure au niveau d'une chaussée.

Figure I.12 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

Figure I.10: Dégradation d'arrachement

Figure I.11: Nids de poule.

CHAPITRE II

Figure II.1: schématisation de la procédure de recyclage.

Figure II.2: Cycle de recyclage du papier, carton.

Figure II.3: cycle de recyclage du verre.

Figure II.4: cycle de recyclage de l'acier.

Figure II.5: cycle de recyclage du bois.

Figure II.6: Traitement des déchets de chantier.

Figure II.7: Différents code des recyclages de plastique.

Figure II.8: cycle de recyclage des PET.

Figure II.9: cycle de recyclage des PEHD

Figure II.10: Étapes du recyclage.

CHAPITRE III

Figure III.1 : Site de prélèvement des échantillons de schiste au niveau de la Grande Kabylie (Algérie).

Figure III.2 : Les granulats de schiste.

Figure III.3: Déchets plastiques

Figure III.4 : Gisement de schiste dans la Grande Kabylie.

Figure III.5 : Coupe géologique du mont Belloua.

Figure III.6 : Granulats de schiste après concassage.

Figure III.7: Appareillage utilisée pour la pesée hydrostatique

Figure III.8: pycnomètre pour liquide.

Figure III.9: Les différents états du sol.

Figure III.10: Différents types de consistance.

Figure III.11: appareillage de Casagrande.

Figure III.12: Détermination de la limite de liquidité.

Figure III.13: Etape de la limite de plasticité.

Figure III.14: Matériel d'essai au bleu de méthylène – *Essai à la tâche*.

Figure III.15 : Résultats de l'essai à la tâche.

Figure III.16 : Schéma d'un diffractomètre.

Figure III.17 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

Figure III.18 : Diffractogramme du schiste étudié.

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Compactage des sols.

Figure. IV.2 : Objectifs du compactage

Figure. IV.3 : Influence de la nature du matériau.

Figure. IV.4 : Influence de l'énergie de Compactage.

Figure IV.5: Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié.

Figure IV.6 : Modèle de courbe Proctor.

Figure IV.7: Exécution de l'essai Proctor.

Figure IV.8:Appareillage Proctor.

Figure IV.9: Courbe Proctor de schiste + 0% de verres

Figure IV.10: Courbe Proctor de schiste + 2% plastique

Figure IV.11: Courbe Proctor de schiste + 3.5% plastique

Figure IV.12: Courbe Proctor de schiste + 5% plastique

Figure IV.13: Courbe Proctor de schiste + 8% plastique

Figure IV.14: Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

Figure IV.15: Évolutions des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de plastique.

Figure IV.16: Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage de plastique.

Figure IV.17 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Figure IV. 18: Presse CBR.

Figure IV.19 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces (cas des IPI).

Figure IV.21: Evolution des CBR en fonction des pourcentages de plastique.

Figure IV.22 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBR imm).

Figure IV.23: Evolution des CBR imm en fonction des pourcentages de plastique.

Figure IV .24: Courbes comparatives d'indices CBR et CBR imm.

CHAPITRE V

Figure V.1 : Machine de l'essai Micro-Deval.

Figure V.2 : Mode opératoire de l'essai micro Deval.

Figure V.3: Courbe comparative des essais Micro Deval.

Figure V.4 : Machine de l'essai Los Angeles.

Figure V.5 : Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

Figure V.6: Courbe comparative des essais Los Angeles.

Figure V.7: Courbes granulométriques avant et après essais de dégradabilité (schiste + 0% plastique).

Figure V.8: Courbes granulométriques avant et après essais (schiste +0% plastique).

Figure V.9: courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 2% plastique.

Figure V.10: courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 5% plastique.

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure VI.2 : Droite intrinsèque.

Figure VI.3 : Appareillage de cisaillement.

Figure VI.4: Principe de la boîte de cisaillement.

Figure VI.5: Mode opératoire du cisaillement.

Figure VI.6: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol pulvérulents.

Figure V.7: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol purement cohérents.

Figure VI.8: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol cohérent et frottant.

Figure VI.9: Courbes contraintes-déformations (schiste seul).

Figure VI.10: Courbes de variation du volume (schiste seul).

Figure VI.11: Droite intrinsèque (schiste seul).

Figure VI.12: Courbes contraintes-déformations (schiste+2% plastique).

Figure VI.13: Courbes de variation de volume (schiste + 3.5% plastique)

Figure VI.14: Droite intrinsèque (schiste + 3.5% plastique).

Figure VI.15: Courbes contraintes-déformations (schiste+3.5% plastique).

Figure VI.16: Courbes de variation de volume (schiste + 5% plastique)

Figure VI.17: Droite intrinsèque (schiste + 5% plastique).

Figure VI.18: Courbes comparatives à 1bar.

Figure VI.19: Courbes comparatives à 2bar.

Figure VI.20: Courbes comparatives à 3bar

Figure VI.21: Courbes comparatives à 4bar.

Figure VI.22: Courbes comparatives (1bar).

Figure VI.23: Courbes comparatives (2bar).

Figure VI.24: Courbes comparatives (3bar).

Figure VI.25: Courbes comparatives (4bar).

Figure VI.26: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en plastique.

Figure VI.27: Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en plastique.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III

Tableau III.1: Résultats des teneurs en eau obtenus.

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

Tableau III.3: Classification selon la masse volumique sèche

Tableau III.4: Résultats de la masse volumique des particules solides.

Tableau III.5 : Appréciation du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats obtenus.

Tableau III.7 : Détermination de la limite de liquidité

Tableau III.8: classification des sols selon l'indice de plasticité.

Tableau III.9: Récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg.

Tableau III.10: Désignation du sol en fonction de son VBS.

Tableau III.11 : Résultat du diffractogramme pour le schiste

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste seul.

Tableau IV.2: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 2% plastique.

Tableau IV.3: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 3.5% plastique.

Tableau IV.4: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 5% plastique.

Tableau IV.5: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 8% plastique.

Tableau IV.6: Récapitulatif des teneurs en eau optimales ainsi que des densités sèches maximales.

Tableau IV.7: Classe de portance aux essais CBR (CEBTP,1984)

Tableau IV.8: Résultats des essais CBR immédiat.

Tableau IV.9: Résultats des essais CBR immergé.

Figure IV.10: Résumé des résultats d'essai CBR (CBR et CBR imm)

CHAPITRE V

- Tableau V.1: Charge abrasive en fonction de la classe granulaire.
- Tableau V.2: Calcul du coefficient Micro Deval (schiste +0% de plastique).
- Tableau V.3: Calcul du coefficient Micro Deval (schiste + 2% de plastique).
- Tableau V.4: Calcul du coefficient Micro Deval (schiste + 5% de plastique).
- Tableau V.5 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).
- Tableau V.6 : Calcul du coefficient Los Angeles pour les chiste seul.
- Tableau V.7 : Calcul du coefficient Los Angeles pour schiste + 2% plastique.
- Tableau V.8 : Calcul du coefficient Los Angeles pour schiste + 5% plastique.
- Tableau V.9: Valeur de référence du coefficient Los Angeles.
- Tableau V.10: Récapitulatif des résultats obtenus.
- Tableau V.11: Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure
- Tableau V.12: Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.
- Tableau V.13: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG
- Tableau V.14: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR.

CHAPITRE VI

- Tableau VI.1: Récapitulatifs des résultats des essais de cisaillement.

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

w : Teneur en eau naturelle ;

M_s : Masse des particules solide ;

M_h : Masse de l'échantillon à l'état humide ;

γ : Poids volumique total ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_s : Poids volumique des grains solides ;

γ_h : Poids volumique humide ;

γ_d : Poids volumique sec ;

e : Indice des vides ;

S_r : Degré saturation ;

n : Porosité ;

ρ : Masse volumique total ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau ;

ρ_s : Masse volumique des grains solides ;

ρ_h : Masse volumique humide ;

ρ_d : Masse volumique sèche ;

V_w : Volume de l'eau ;

V_s : Volume des particules solides ;

V_a : Volume de l'air ;

V_v : Volume des vides ;

V_t : Volume total ;

w_L : Limite de liquidité ;

w_p : Limite de plasticité

I_p : Indice de plasticité ;

VBS: Valeur au bleu de méthylène ;

M_b : Masse de bleu permettant la saturation par adsorption ;

M_s : Masse sèche de la prise d'essai ;

V : Volume de solution de bleu utilisée ;

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

θ : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.

C_u : Coefficient d'uniformité ;

C_c : Coefficient de courbure ;

D_{10} : Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés ;

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés ;

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés ;

w_{opt} : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;

$(\gamma_d/\gamma_w)_{opt}$: la densité sèche optimale ;

IPI : L'indice Portant immédiat ;

CBR_{imm} : L'indice CBR après immersion ;

G : Gonflement linéaire relatif ;

MDE : Le coefficient micro Deval ;

LA : Le coefficient Los Angeles ;

DG : Le coefficient de dégradabilité ;

Fr : Le coefficient de fragmentabilité ;

A : La section intérieure de la boîte de cisaillement ;

$\Delta H/H$: Déformation horizontale ;

- σ : Contrainte normale totale ;
- σ' : Contrainte normale effective ;
- C' : Cohésion effective (drainée) ;
- ϕ' : Angle de frottement interne effectif ;
- C_u : Cohésion apparente ;
- ϕ : Angle de frottement apparent ;
- L : Longueur de la boîte de cisaillement ;
- ΔL : Déplacement horizontale ;
- S_c : La section corrigée ;
- $\Delta V/V$: Variation de volume ;
- τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

INTRODUCTION GENERALE

Durant ces dernières années, l'être humain a développé un intérêt particulier pour la construction d'ouvrage de génie civil, en particulier pour les ouvrages routiers. Ces derniers représentent un patrimoine très important qui demande un entretien et une amélioration continue. Pour atteindre ces objectifs une quantité très élevée en agrégat est nécessaire, mais les carrières restent parfois incapables de satisfaire la demande.

Selon un document français parvenant de l'Entreprise nationale des granulats, la production de granulats (y compris les sables) est estimée entre 80 et 100 millions de tonnes par an. En France chaque année, la construction et l'entretien des routes nécessitent environ 200 millions de tonnes de granulats naturels avec une augmentation de 4% par an.

Cependant, pour limiter l'extraction abusive des matériaux naturels classiques, très utilisés dans de vastes programmes de construction, le recyclage et la valorisation des déchets sont aujourd'hui considérés comme solution d'avenir. Elle permet simultanément de répondre au déficit entre production et consommation et de protéger l'environnement. Plusieurs matériaux ont fait l'objet de recyclage et sont utilisés comme matériaux de travaux publics.

Cette pratique s'est essentiellement développée dans les régions où la protection de l'environnement fait un souci, ou encore, le contexte géologique fait synonyme d'absence de granulats.

Le travail réalisé est orienté particulièrement à la valorisation des déchets plastiques (mélange de différents plastiques) comme granulats pour les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base). Les échantillons étudiés sont reconstitués à base de mélanges de granulats de schiste et de différentes proportions de plastique (0% à 8%).

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (schiste + plastique) sont soumis aux principaux essais mécaniques routiers, à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié, les essais de portance avant et après immersion à la presse CBR, les différents essais routiers (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentabilité et dégradabilité) et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats obtenus sur les différents échantillons, sont comparés ensuite aux exigences des normes en vigueur.

Pour présenter ce travail, nous l'avons scindé en six chapitres, synthétisés par des conclusions et quelques perspectives.

Le chapitre I présente des généralités sur les chaussées. Il traite principalement, les définitions des différentes couches constituant une chaussée, les différents types de chaussées, leur dimensionnement...

Le chapitre II présente des généralités sur le recyclage à savoir, les matériaux recyclés, l'intérêt du recyclage dans le génie civil. Il s'intéresse principalement au recyclage du plastique.

Le chapitre III introduit la partie expérimentale de cette étude. Il est consacré aux différents essais d'identification particulièrement du matériau utilisé (schiste), afin de déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

Dans le chapitre IV est présentée la première série d'essai mécanique réalisée au laboratoire à savoir, les essais de compactage Proctor et essais de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés au compactage ainsi que leur portance sous les plus mauvaises conditions hygrométriques. Sont présentés ainsi, les différents modes opératoires, les résultats d'essais et les différentes comparaisons effectuées sous forme de tableaux et de courbes avec les interprétations correspondantes.

Le chapitre V porte aussi sur d'autres essais routiers, à savoir l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, l'essai de dégradabilité et de fragmentabilité ainsi que les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Le chapitre VI est consacré aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais permettent de traduire le comportement des matériaux étudiés du point de vue résistance au cisaillement et variation de volume. Ils permettent de déduire les caractéristiques mécaniques en cisaillement, à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion. Sont ainsi présentés, le but et le principe de l'essai, l'appareillage, le mode opératoire, les avantages et les inconvénients de l'essai, et enfin, les principaux résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Enfin, le présent travail finira par des conclusions synthétisant les principaux résultats obtenus et quelques perspectives pour de futures recherches.

Chapitre I

GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

I.1. Introduction

Au temps des romains, les chaussées étaient constituées de dallages d'une superposition de couches d'épaisseurs différentes, cette superposition a été transmise aux chaussées actuelles qui est une structure multicouche surmontant un ensemble appelé plate forme support de chaussée.

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

- Apparition de nids de poule,
- Poinçonnement du hérisson et effondrement de la chaussée aux premières pluies.

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

Au niveau de ce chapitre, nous parlerons des généralités sur les chaussées modernes, des différentes couches constitutives, des principaux types de chaussées, des paramètres pris en compte pour leur dimensionnement ainsi que des déformations des chaussées souples.

I.2. Définition d'une chaussée (Faure 1998)

La chaussée a pour objectifs:

- L'absorption des charges dues aux véhicules (solllicitations des trafics)
- Encaisser les variations journalières et saisonnières de température et d'hygrométrie (humidité de l'air)
- Rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur
- Supporter le poinçonnement dû au stationnement des véhicules...

Afin que ces objectifs soient atteints il est nécessaire que la chaussée ait une épaisseur telle que la pression verticale transmise au sol soit suffisamment faible pour que celui-ci puisse la supporter sans dégradation.

I.3. Les principales couches d'une chaussée

Pour une meilleure qualité de la chaussée des recherches ont mis en évidence que la superposition de plusieurs couches à caractéristiques mécaniques croissantes pouvait améliorer considérablement la solidification de cette dernière.

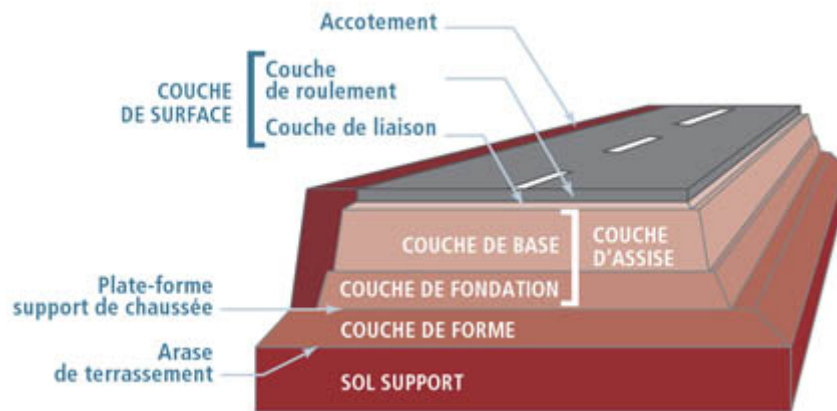


Figure I.1: Constitution d'une structure de chaussée.

I.3.1. Plate forme support de chaussée : C'est un ensemble constitué du sol support et d'une couche de forme.

a. Le sol support

Il est important que le sol soit assez porteur pour supporter la lourdeur engendrée par le trafic, ainsi la portance de la chaussée dépendra essentiellement de la portance du sol support.

b. La couche de forme

Positionnée sur l'arase, cette couche est drainée et constituée de matériaux granulaires à faible granulométrie, insensibles à l'eau et au gel, elle permet la circulation des engins de chantier ainsi que l'homogénéité des caractéristiques du sol terrassé.

I.3.2. La couche d'assise: la couche d'assise est constituée d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base.

a. Couche de fondation

Constituée de gravier concassé 0/40 elle permet la répartition des pressions sur le support ainsi que le maintien des déformations.

b. Couche de base

Composée de gravier 0/25 et bitume, elle supporte l'action des véhicules permettant aussi d'atténuer les pressions élevées avant d'être transmise à la couche de fondation.

I.3.3. Couche de surface: elle est composée de la couche de roulement ainsi que celle de liaison, elle assure la protection des couches d'assises contre les infiltrations d'eau, elle offre

aussi un confort de conduite (plus les caractéristiques de surfaces sont bonnes, plus le confort apporté est meilleur).

a. La couche de roulement

C'est la couche supérieure de la chaussée qui est directement exposée aux agressions conjuguées du trafic et du climat, cette couche doit avoir une forte adhérence, une bonne drainabilité ainsi qu'une réduction du bruit de roulement des véhicules.

b. La couche de liaison

L'apport structurel de cette couche est secondaire, sauf dans le cas des chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée.

I.4. Les différents types de chaussées (Faure 1998)

Les chaussées sont classées selon la nature des matériaux, en 6 types :

I.4.1. Les chaussées souples

L'épaisseur et les compositions de ces structures font que les efforts dus au trafic, sont directement transmis au sol support avec une faible répartition latérale.

La quantité du sol support ainsi que son comportement en période hivernal influent sur la tenue dans le temps. Une remontée de fissure peut-être provoquée par une période de sécheresse. Le drainage et l'étanchéité de la couche de roulement seront déterminants.

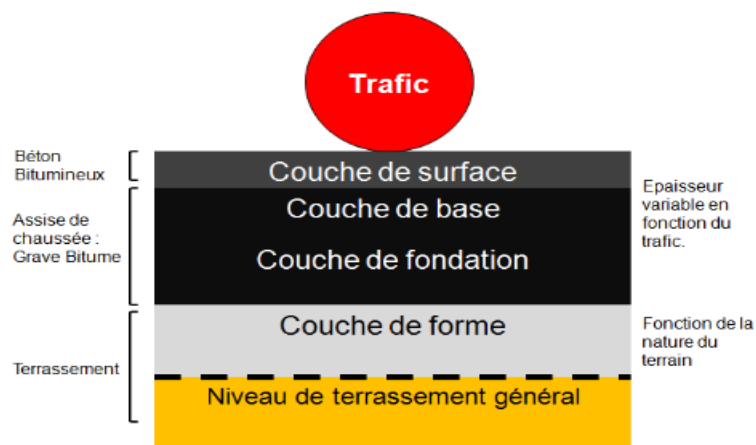


Figure I.2 : Structure type d'une chaussée souple.

I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses : La qualité de ce type de structure tient essentiellement à la qualité du collage entre les différentes couches de matériaux bitumineux. La rigidité relative des matériaux permet la répartition des contraintes verticales réduisant ainsi les efforts au niveau du sol.

Les fortes chaleurs ainsi que les trafics lourds et lents favorisent considérablement l'apparition des fissures.

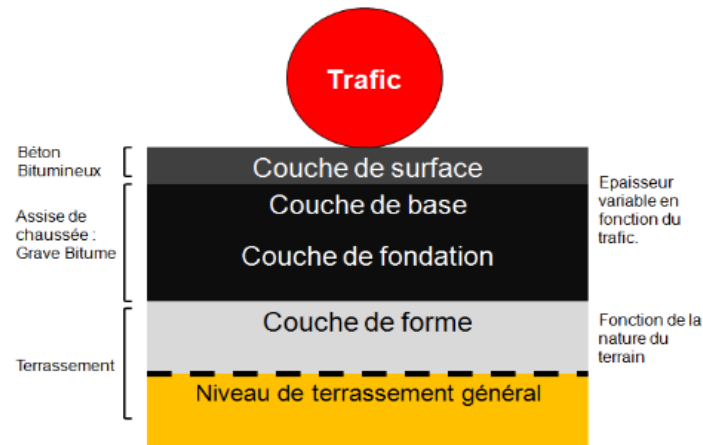


Figure I.3 : Structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.

I.4.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques: Des contraintes de traction en partie basse de chacune des couches sont entraînées par le manque d'adhésions entre ces dernières. De plus ces matériaux sont exposés aux retraits thermiques créant ainsi des fissures remontant en surface jusqu'à la couche de forme. Une perte d'étanchéité en est la conséquence conduisant ainsi à une affectation du support avec de multiples déformations ainsi qu'une perte portance.

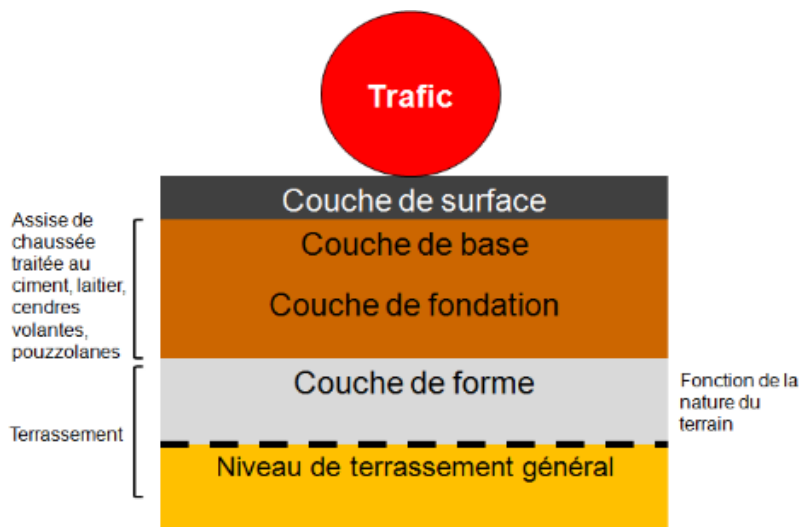


Figure I.4: Structure d'une chaussée semi-rigide.

I.4.4. Les chaussées à structure inverse: Les couches de ce type de structure ont toutes un rôle spécifique. La fondation traitées aux liants hydrauliques permet la répartition des contraintes sur le sol et d'assurer un support de qualité pour les couches supérieures.

La couche granulaire a pour but d'absorber les fissurations de la couche de fondation et ainsi d'empêcher les remontées de fissures jusqu'à la couche de roulement. La couche de roulement assure l'étanchéité et l'uni de l'ensemble.

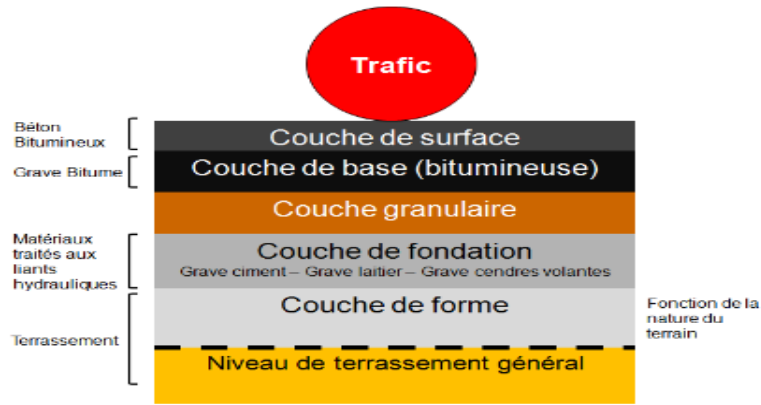


Figure I.5: Structure d'une chaussée à structure inverse

I.4.5. Les chaussées à structure mixte: La rigidité de la couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques permet de diffuser les efforts et de les atténuer dans le sol support. Compte à l'uni, il est assuré par les couches en matériaux bitumineux.

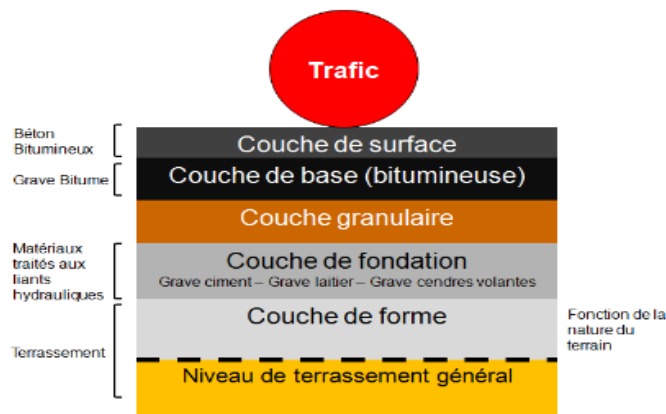


Figure I.6: Chaussée à structure mixte

I.4.6. Les chaussées en béton de ciment: Les efforts sont absorbés par ces structures transmettant ainsi très peu au sol. Leur inconvénient est que la partie basse peut être fragilisée à cause des efforts de traction engendrés par les poutres en béton. La dilatation de ce dernier peut provoquer des fissures si la mise au point de joint de dilatations ou de pré fissuration n'a pas eu lieu.

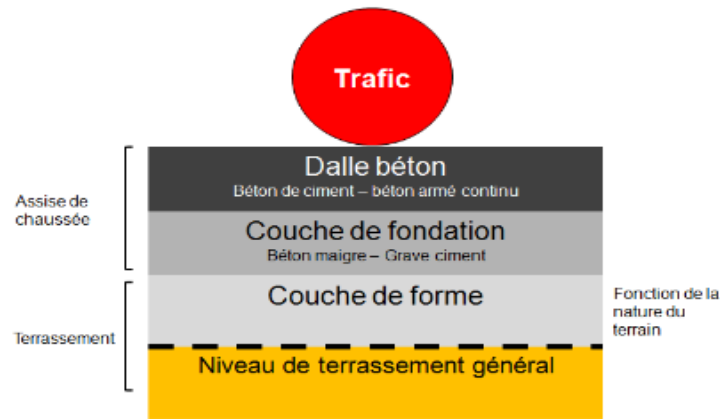


Figure I.7: Chaussée en béton de ciment

I.5. Paramètres pris en compte pour le dimensionnement d'une chaussée

Selon (Coquand, 1978) et (Faure, 1998), le dimensionnement d'une chaussée se fait suivants quatre paramètres essentielles, cette dernière doit répondre à la qualité ainsi qu'à la durée de vie recherchée tout en ayant un coût économique.

- **Le trafic:** C'est le premier paramètre qui entre en jeu pour le dimensionnement d'une chaussée, car le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux est directement lié au poids auxquels sera confrontée notre chaussée.
- **L'environnement:** Le comportement des structures est influencé directement ou indirectement par les conditions climatiques. La température affecte les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux (module élastique et tenue en fatigue). Elle génère aussi des cycles d'ouverture/fermeture des fissures de retrait des matériaux traités aux liants hydrauliques.
- **Le sol support:** Les structures des chaussées reposant sur un ensemble "plate-forme support de chaussée" constitué du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme.
- **Les matériaux:** Il est nécessaire que les matériaux utilisés résistent aux sollicitations répétées dues au passage continu des véhicules lourds.

I.6. Matériaux utilisés

Plusieurs facteurs entre en jeu pour le choix des matériaux que ce soit au niveau économique ou qualitatif. Les qualités requises destinées à constituer les couches de fondation et de base sont les suivantes:

1. Granulométrie conforme, afin que les manipulations ne soit pas ségréguées par le matériau, mais ce dernier doit constituer une couche facile a régler ainsi qu'une bonne résistance aux efforts.
2. Il est impératif que le matériau soit propre, au risque d'avoir des particules fines provoquant une diminution de la stabilité et de la résistance à la fatigue.
3. La stabilité du matériau obtenu par frottement interne, cohésion, remplissage des vides doit être indépendante des conditions climatiques.
4. Un bon positionnement et un bon arrangement des grains est important sous l'effet du compactage, c'est pour cela qu'il est nécessaire d'avoir une bonne courbe granulométrique.
5. Le matériau doit être constitué par un agrégat plus dur et plus résistant.
6. La dureté des grains ainsi que la forme est très importante, des matériaux entièrement concassés, très anguleux et de roches dures, ne se mettent pas toujours facilement en place.
7. Un pourcentage de fines, ou fillers, joue un rôle important, car si ce pourcentage est nul ou insuffisant, le matériau et peu compact ce qui provoquera un serrage de grains assez délicat.

I.7. Classification des matériaux

Il est possible de classer les matériaux suivant la granulométrie, la masse volumique, l'origine et le mode de préparation du matériau,... selon l'origine, nous pouvons avoir deux groupes.

a. Les matériaux roulés

Ce sont des mélanges de sables et de graviers provenant de lits de rivières, de terrasse alluviales et en règle générale de dépôt après érosion et transport naturel.

b. Les matériaux de carrière

Ce sont des matériaux issus de l'exploitation des carrières. On en distinguera :

- Les matériaux tout- venant de concassage.
- Les matériaux concassés à granulométrie continue.

I.8. Caractéristiques géométriques des granulats routiers

Les matériaux constituant les différentes couches d'une chaussée peuvent être des matériaux concassés ou roulés. Cependant, afin de disposer d'un angle de frottement le plus fort possible, il est nécessaire d'exiger un indice de concassage d'autant plus élevé que le trafic est plus important et la charge légale à l'essieu plus lourde.

Les caractéristiques géométriques principales des granulats routiers sont : l'état de surface, l'angularité, la forme et la granularité.

I.9. Dégradation des chaussées

I.9.1. Cause des dégradations des chaussées: Les principales causes des dégradations sont les suivantes:

a. Le trafic

Les aller retours des véhicules entraînent au fur et à mesure une fatigue au niveau de la chaussée, présentant ainsi des dégradations multiples. Il est clair que même les frottements répétés des pneumatiques en mouvement sur la couche de roulement conduisent aussi à son vieillissement.

b. Les conditions climatiques

Les eaux qu'elles soient superficielles ou internes associées aux problèmes du gel peuvent entraîner de nombreux désordres, de même pour les variations de température, accélérant ainsi le vieillissement des bitumes, et celui des chaussées.

c. Les malfaçons

Lors de la construction il arrive que la chaussée subisse des malfaçons divers que ce soit au niveau de la réalisation ou encore de l'entretien, ces malformations sont souvent causées par la mauvaise qualité des matériaux utilisés ou encore des épaisseurs insuffisantes.

d. Les accidents et incidents

Des accidents de circulations ainsi que des utilisations anormales du domaine public peuvent être la cause de dégradations ponctuelles dans la chaussée.

I.10. Types de dégradations des chaussées

On distinguera quatre familles de dégradations des chaussées

a. Les déformations

Ce sont des dépressions ou ondulations de la route qui prennent généralement naissance dans le corps de chaussée ou dans le sol support et qui se manifestent sur la couche de roulement. On les différencie suivant leur forme et leur localisation. Dans ce type de dégradations, on distingue : les affaissements, les ornières et les bourrelets.



Figure I.8: Reprofilage dans les ornières avec des matériaux bitumineux ou fraisage des bourrelets.

b. Les fissurations: Ce sont des fentes de degré plus ou moins important de la route qui affectent la couche de roulement et/ou même tout le corps de chaussée. On distinguera les fissures longitudinales et les fissures transversales.



Figure I.9: Fissure au niveau d'une chaussée.

c. Les arrachements

Ce sont des phénomènes de rupture d'adhésion entre éléments ou parties de la route suivies généralement de leur disparition. Ce type de dégradations n'affecte que la couche de roulement au début de son apparition mais peut s'aggraver en affectant les couches sous-jacentes au revêtement. On distingue les désordres suivants : les désenrobages, le plumage, le peignage, la pelade, l'indentation et le glaçage, les nids de poule, les dentelles de rives et les réparations.



Figure I.10: Dégradation d'arrachement.



Figure I.11: Nids de poule.

d. Les mouvements de matériaux

Ces dégradations sont caractérisées par la remontée du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé, les remontées des éléments fins à la surface, ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface. On y trouve le ressuage et les remontées de fines.



Figure I.12 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

I.11. Action des véhicules sur la chaussée

Au fur et à mesure que le temps passe, les véhicules exercent plusieurs sollicitations sur la chaussée telles que : Des actions verticales, tangentielles ou encore des actions dynamiques.

I.11.1. Action verticale

Des pressions sont engendrées sur les chaussées suite au poids des véhicules assez conséquent, soit par des bandages ferrés dans des cas assez rares, en caoutchouc plein, ou encore par des pneumatiques.

Une action extrêmement brutale et nocive est actionnée sur la chaussée dans le cas des bandages pleins surtout dans le cas des jantes métalliques. La limitation est de 50 kg par cm de jante, mais la pression peut atteindre localement des valeurs considérables.

Pour ce qui est des véhicules à bandages pleins la proportion diminue fortement, mais dans certains cas tels que les véhicules militaires ou encore agricoles la nocivité reste assez élevée.

I.11.2. Action tangentielle

Des actions tangentielles sont transmises à la chaussée par les roues des véhicules, tel que l'effort moteur ou de freinage, la mise en rotation des roues non motrices, ou encore la résistance aux efforts transversaux.

I.11.3. Action dynamique

Le cadre rigide qui comporte le moteur ainsi que la carrosserie, reposent par l'intermédiaire d'organes de suspensions sur l'infrastructure du véhicule automobile. Ces organes de suspensions représentent les ressorts qui sous l'action des forces statiques subissent des déformations ainsi que des actions dynamiques au franchissement des obstacles.

Lorsque le véhicule se trouve en face d'un obstacle, la roue se trouve instantanément surchargée ou déchargée car l'élasticité du pneumatique ainsi que la suspension élastique des véhicules produisent des oscillations engendrant une série de surcharge positives ou négatives avec des valeurs pouvant atteindre 1,5 à 1,8 fois la charge statique.

Au niveau des chaussées sensibles au cisaillement horizontal, les véhicules circulant à la même vitesse produisent une usure localisée des chaussées à intervalle régulier correspondant à la période propre aux véhicules entraînant des sollicitations de même période, ce phénomène est souvent observé au niveau des pistes en matériaux granuleux non enduits.

Les chocs sont les premières causes de l'usure des véhicules et de la chaussées, il est donc important de conserver l'uni de la chaussée qui apportera non seulement un meilleur confort mais aussi des dépenses moindres de roulage et de toute nature.

I.11.4. Vibration

Une étude au sismographe a été faite sur les vibrations produites par le passage de lourdes charges montre que les vibrations des poids lourds, ont une période propre à la section de route considérée. L'amplitude par contre est en fonction de la nature des roues ainsi que de la surface de la chaussée.

I.12. Conclusion

De nos jours, la réalisation des chaussées est essentiellement basée sur l'exploitation des granulats naturels issus de carrières ou de l'extraction des lits des fleuves ou des fonds marins. Ils offrent une qualité relativement constante ainsi qu'un approvisionnement continu. Cependant le développement du pays engendre un accroissement de la demande en agrégats que les sources naturelles sont parfois incapables de satisfaire.

L'accroissement du trafic, de la vitesse de circulation ainsi que le poids des véhicules à inciter l'être humain à trouver d'autres matériaux non naturels pour une compensation partielle du manque des granulés et pour une satisfaction de ces besoins, il s'est mis à tester d'autres matériaux appelés recyclés, tels que : le verre, le caoutchouc, les débris de béton, ou encore les déchets plastiques. Alors que ces matériaux sont souvent jetés dans la nature, nuisibles à l'environnement.

Le prochain chapitre est réalisé dans ce contexte, il traite particulièrement l'évolution du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés.

CHAPITRE II

RECYCLAGE ET MATERIAUX RECYCLES

II.1. Introduction

Au fil du temps, l'être humain créa de multiples produits et matériaux pour son confort et son bien être. Devenant ainsi un consommateur avec de multiples exigences il se retrouva contraint de nuire à l'environnement à cause de la multiplication des déchets, c'est pour cela qu'il élaborait de nombreuses études afin de pouvoir minimiser ces nuisances, suite à cela le recyclage vu le jour.

L'histoire du recyclage en France remonte au début du XXe siècle, mais ce secteur ne commence à se développer qu'en 1970. Aujourd'hui, il est considéré comme un pilier important de l'économie et du développement durable en France.

Dans ce chapitre nous parlerons du recyclage ainsi que de la valorisation des déchets qui ne cessent de se multiplier autour de nous.

II.2. Définition du recyclage

Le recyclage a pour objectif la récupération des déchets et leur réintroduction dans le cycle de reproduction dont ils sont issus. Ce dernier a deux conséquences écologiques majeures:

- La réduction du volume de déchets, et donc de la pollution qu'ils causeraient (certains matériaux mettent des décennies, voire des siècles, pour se dégrader) ;
- La préservation des ressources naturelles, puisque la matière recyclée est utilisée à la place de celle qu'on aurait dû extraire.

C'est une des activités économiques de la société de consommation. Certains procédés sont simples et bon marché mais, à l'inverse, d'autres sont complexes, coûteux et peu rentables.

Ci-dessous est représenté un schéma simplifié du processus de recyclage, qui va de la collecte à la fabrication d'un nouveau produit issu des déchets.

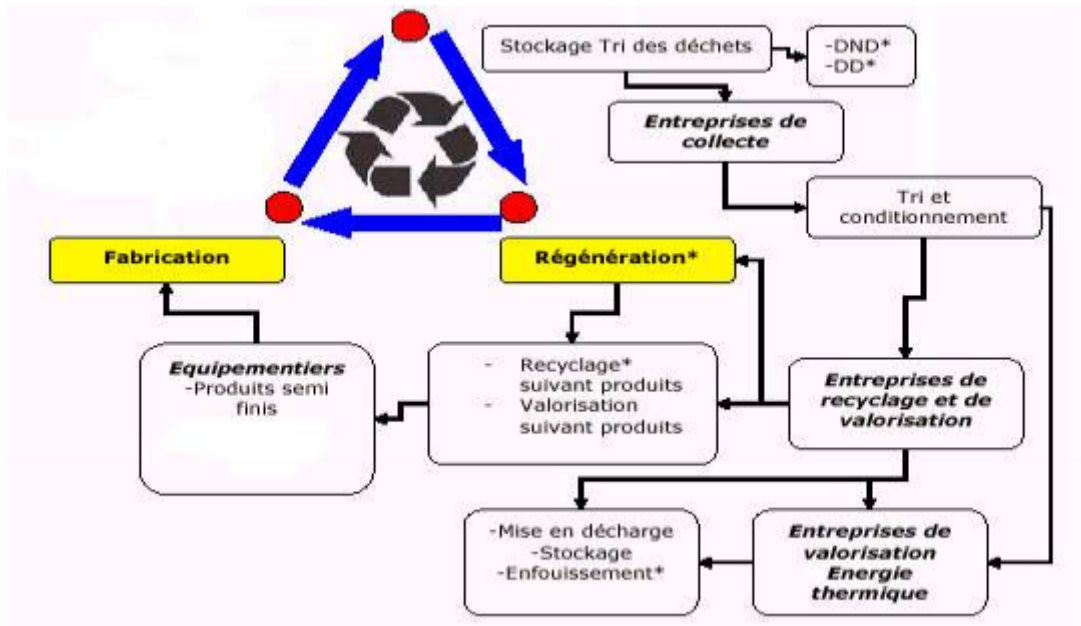


Figure II.1: Schématisation de la procédure de recyclage.

II.3. Déchets et matériaux recyclés

II.3.1. Déchets usuels inertes: ces déchets sont produits par les industries ainsi que les ménages, ils forment les déchets les plus recyclés, leur collecte ainsi que leur transformations sont simples, ce sont des déchets peu dangereux. Mais ils représentent des volumes importants à transporter et à stocker. Parmi ces déchets nous avons:

II.3.2. Papier et carton: la récupération de papier et carton permet la fabrication d'autres types de papier et de carton tels que: mouchoirs, essuie-tout, boîtes de carton ondulé...

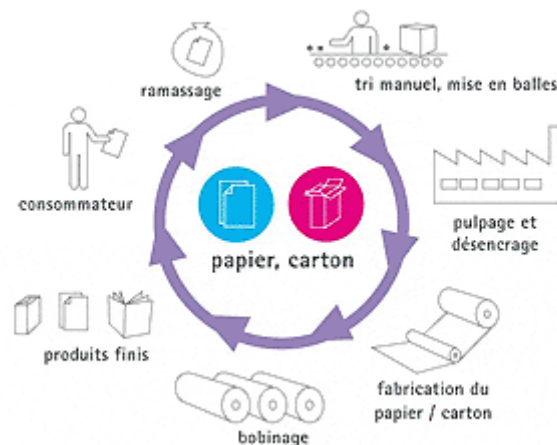


Figure II.2: Cycle de recyclage du papier, carton.

II.3.3. Verre: étant une matière inerte, le verre ne se décompose pas, il est donc important de procéder à son recyclage, d'autant plus que sa fabrication nécessite beaucoup d'énergie, car le mélange de base comprenant du sable, du carbonate de sodium et de la chaux doit être amené à une température variant entre 1500° C et 1600° C pour fabriquer un objet de verre. Il peut donc être recyclé indéfiniment sans perdre ses propriétés et sa qualité.



Figure II.3: Cycle de recyclage du verre.

II.3.4. Plastique: les ressources non renouvelables et polluantes sont la base des plastiques, tels que le pétrole ou le gaz naturel, ce n'est donc pas une matière organique qui se décompose à l'exception des produits minces, fins et peu résistants (sacs en plastique). Le plastique est souvent réutilisé pour la fabrication de: jouets, sacs de friandises et autres emballages des produits de consommation...

II.3.5. Aluminium: Le recyclage de ce dernier permet d'éviter une grande quantité d'effet de serre, et d'économiser une grande partie d'énergie.

II.3.6. Acier: 65% des produits fabriqués aujourd'hui le sont à partir d'acier recyclé telles que : les boîtes de conserves, les cannettes, les capsules de bière, les feuilles et assiettes d'aluminium ...etc. Nous les retrouverons en forme de charpente, pièces de moteurs, structure d'acier ou encore boîte de conserves ... etc.

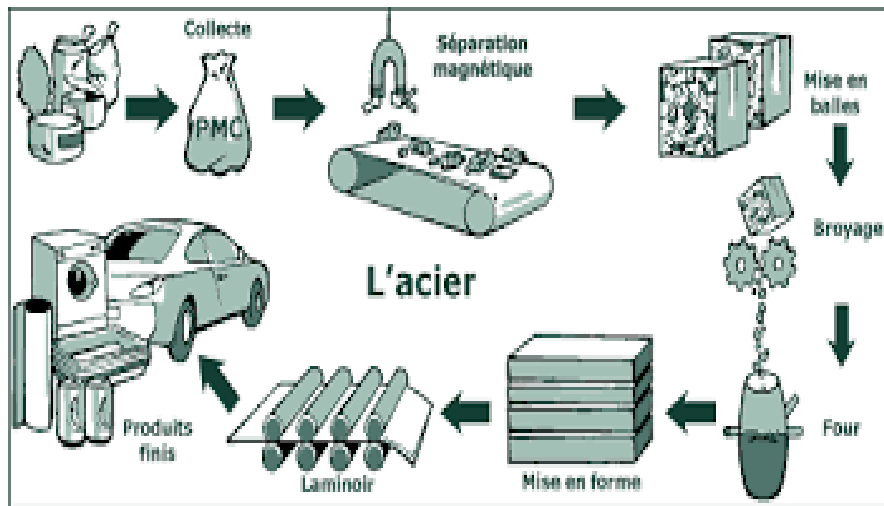


Figure II.4: Cycle de recyclage de l'acier.

II.3.7. Bois: Il faut distinguer les déchets de vieux bois des déchets de bois traité classés dangereux.

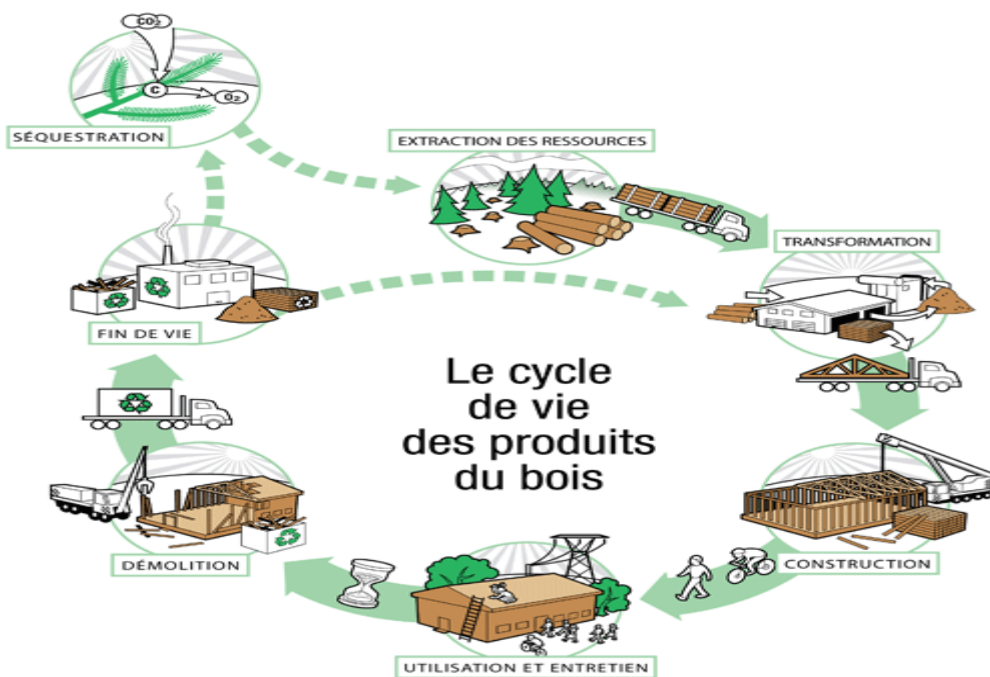


Figure II.5: cycle de recyclage du bois.

a. Les déchets de vieux bois: Beaucoup d'entreprises de construction recyclent les vieux bois. La démolition sélective des bâtiments, permet de séparer et de trier les matériaux de manière à leur donner une seconde vie.

b. Les déchets de bois traité: Le recyclage des déchets de bois traités est problématique, car ils contiennent des éléments polluants (chrome, cuivre, arsenic), ce qui les classe dans la catégorie des déchets dangereux. Ces déchets de bois ne peuvent être enfouis, ni brûlés à l'air libre, de manière à éviter tout effet sur la santé de l'homme et de l'environnement.

II.3.8. Déchets usuels non inertes: le recyclage de ces déchets permet la production d'énergie et la destruction des déchets peu combustibles. Les déchets les plus connus pour ce type sont les huiles et les peintures.

II.3.9. Déchets industriels dangereux: ce sont les produits contenant des substances chimiques toxiques ou instables. Ce sont donc des déchets dangereux pour la santé et pour l'environnement. Leur manipulation entraîne donc des risques d'accidents graves.

II.3.10. Déchets toxiques en quantités dispersées: ces déchets sont souvent des solvants, acides, produits chimiques de laboratoire, sels métalliques, peintures synthétiques, piles... etc.

Certains d'entre eux sont mélangés à une faible quantité de produits non polluant, ce qui rend leur recyclage impossible tant que les déchets toxiques restent présent il est donc nécessaire de les extraire avant le recyclage.

II.4. Déchets et recyclage en Algérie

Durant ces dernières années, l'Algérie a connu un très large développement économique et démographique engendrant ainsi une urbanisation accélérée souvent anarchique, ayant des conséquences directes sur l'environnement.

La composition des déchets solides en Algérie se caractérise par une part très significative des produits organiques avec un taux moyen de 72%. 10 % pour le plastique, 9,3% pour le papier et carton, 4,14% pour les chiffons et autres, 3,2% pour les métaux, le verre quant à lui ne représente que 1,36%.

II.5. Valorisation et traitement des déchets de chantier

La diminution des volumes disponibles en décharge, la surcharge des usines d'incinération d'ordures, l'augmentation des coûts d'élimination, l'activité accrue de rénovation des bâtiments, ainsi que l'Ordonnance sur le traitement des déchets (OTD) obligent l'industrie de la construction à envisager une nouvelle gestion de ses déchets.

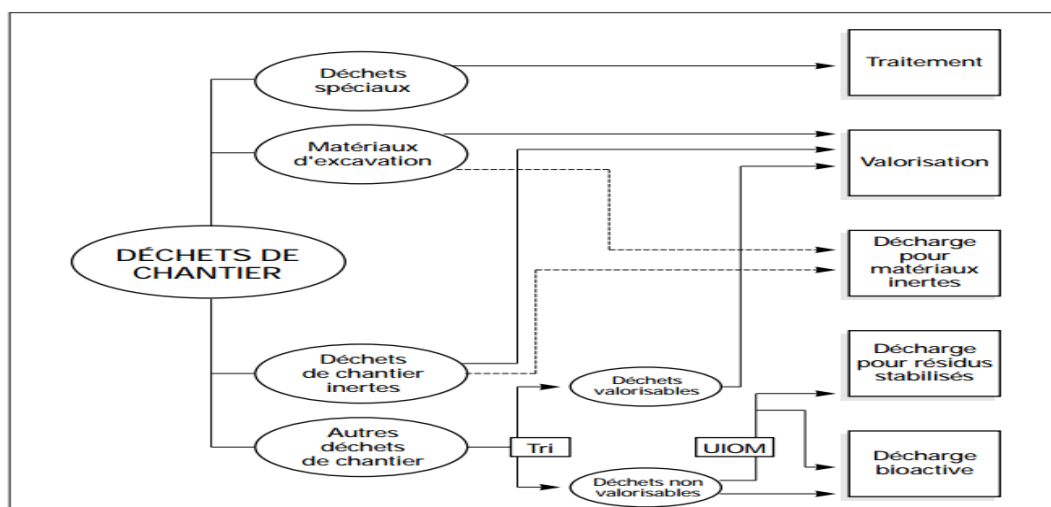


Figure II.6: Traitement des déchets de chantier.

La valorisation dans le domaine du génie civil peut couvrir plusieurs types de déchets de source et de qualités différentes telles que:

- Pneus usagés et déchets plastique;
- Déchets des chantiers de BTP provenant de la démolition, la construction ou encore de la réhabilitation;
- Différentes variétés de laitiers sidérurgiques qui sont des matières minérales artificielles.

II .6. Le plastique

Le plastique est un matériau inexistant à l'état naturel, c'est donc un produit obtenu par transformation de substances naturelles; par synthèse directe à partir de substances extraites du pétrole, du gaz naturel, du charbon ou d'autre matières minérales. Aujourd'hui plus de 90% des plastiques utilisés dans le monde sont fabriqués à partir de pétrole et de gaz naturel.

II.6.1. Reconnaissance des plastiques les plus courants

a) Code de recyclages des plastiques

La figure ci dessous représente les différents codes de recyclage des plastiques ;

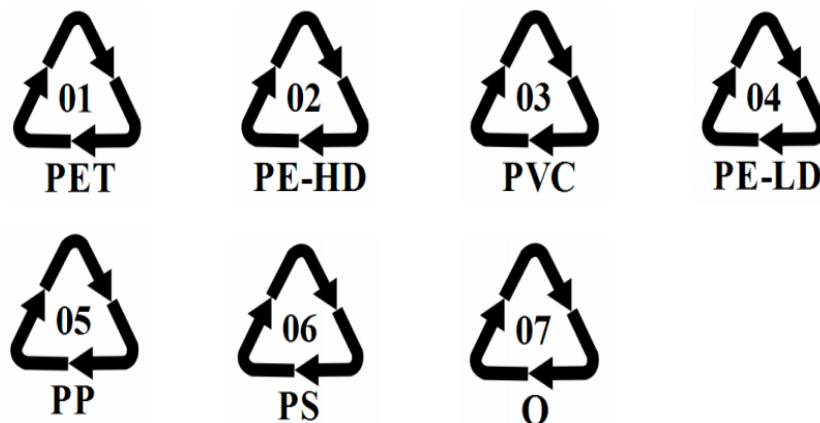


Figure II.7: Différents code des recyclages de plastique.

PET: polyéthylène téréphtalate

Parmi ce type de plastique nous avons :

- Bouteilles recyclables (gazeuses ou non)
- Rembourrage (oreillers, peluches, ...)
- Fibres textiles (polaires notamment avec PET recyclé)
- Emballages jetables de toutes sortes (barquettes alimentaires, plateau de présentation, ...)

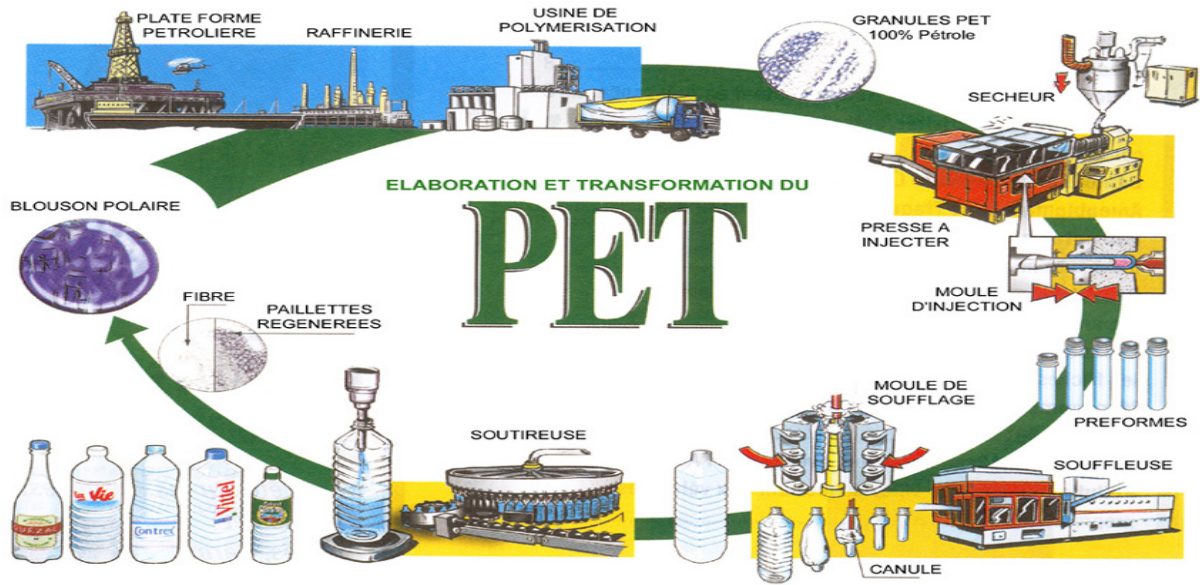


Figure II.8: cycle de recyclage des PET.

PEHD : Polyéthylène haute densité

- Bouteilles (lait et jus de fruits) ;
- Jerricans ;
- Jouets et verres pour enfants ;
- Flacons (détergents, assouplissants, cosmétiques, shampoing).

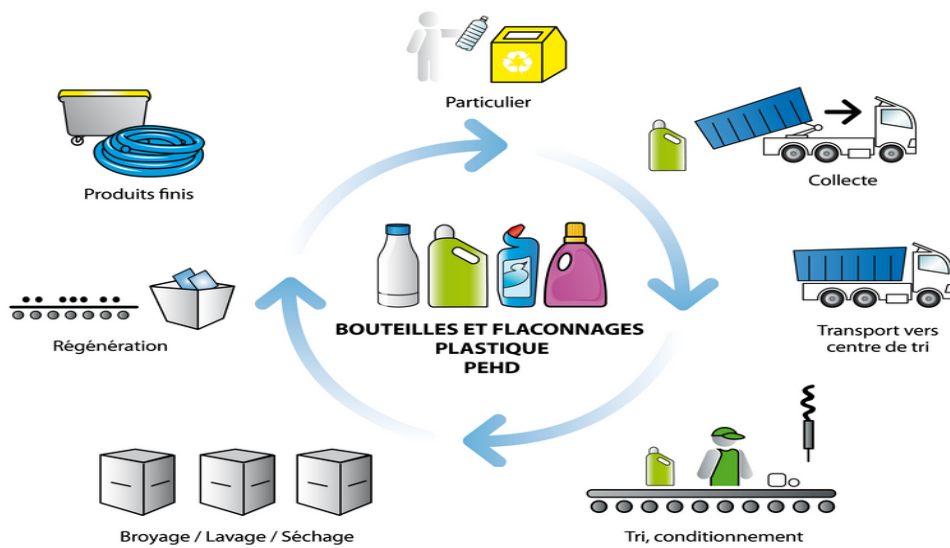


Figure II.9: cycle de recyclage des PEHD.

PVC : Polychlorure de vinyle

- Emballages plastiques (pellicules plastiques moulantes, films souples) ;
- Cartes « format carte de crédit » (genre carte fidélité, réduction, ...) ;
- Jouets souples pour enfants (poupées Barbie, figurines, ...) ;

- Tuyauterie, produits de construction et mobilier. (cadres de fenêtre, bancs, tables, ...).

PELD : Polyéthylène basse densité

- Films plastiques souples ;
- Récipients souples (colles, moutarde, ketchup, ...)
- Sachets ;
- Sacs (ordures ménagères, sorties de caisses) ;
- tubes souples (crèmes dermiques, cosmétiques...).

PP : Polypropylène

- Emballage de produits gras ;
- Flacons, récipients et objets divers ;
- Conditionnement de produits laitiers et des charcuteries (yogourts, margarines,...) ;
- Récipients de préparations à réchauffer ;
- Films (emballage des pâtes, des chips, du pain, des biscottes, ...).

PS : Polystyrène

- Polystyrène Cristal : - matériel de bureau (règles équerres, rapporteurs) boîtier CD ;
- Polystyrène Choc : - emballage des produits laitiers (yogourt, margarine,...) - gobelets jetables ;
- Polystyrène Expansé : - coques et chips (protection d'objets fragiles) - présentation des préemballés (viandes, fromages).

II.6.2. Toxicité des plastiques

Certains plastiques sont toxiques et sont présents dans les jouets pour enfants tels que les puzzles et les biberons. Ils sont appelés principalement les phtalates et bisphénols A. Certains fabricants les utilisent encore mais le nient. De plus des associations expliquent que ce n'est pas suffisant de retirer seulement ces produits identifiés comme toxiques mais qu'il faudrait supprimer ces composants dans tous les autres objets constitués de plastique. Une étude démontre que tout le monde serait plus ou moins intoxiqué par ces produits sans le savoir.

PETE ou PET: Potentiellement dangereux pour l'usage alimentaire.

HDPE ou PEHD: Considéré comme sans danger pour l'usage alimentaire.

PVC : Potentiellement dangereux pour l'usage.

LDPE ou PEBD : Considéré comme sans danger pour l'usage alimentaire.

PP: Considéré comme sans danger pour l'usage alimentaire.

PS: Potentiellement dangereux, notamment en cas de combustion (contient du styrène).

OTHER ou O : tout plastique autre que ceux nommés de 1 à 6. Inclus par exemple les plastiques à base de polycarbonates ; les polycarbonates de bisphénol A sont potentiellement toxiques.

II.6.3. Recyclage du plastique: Parmi cette grande quantité de plastique utilisée, seulement trois sont recyclés; Le PET; Le PEHD, ainsi que le PVC.

Les sacs plastiques des supermarchés ne sont quant à eux pas recyclés, leur recyclage étant trop difficile et trop coûteux. Les plastiques contenant des matières huileuses ne sont également pas recyclés.

II.6.4. Procédé du recyclage des plastiques

La tendance constatée est que le coût de recyclage augmente considérablement si l'on désire un matériau de grande pureté. Le recyclage s'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des trois R :

- **Réduire**, regroupe les actions au niveau de la production pour réduire les tonnages d'objets (par exemple les emballages) susceptibles de finir en déchets.
- **Réutiliser**, regroupe les actions permettant de réemployer un produit usagé pour lui donner une deuxième vie, pour un usage identique ou différent.
- **Recycler**, désigne l'ensemble des opérations de collecte et traitement des déchets permettant de réintroduire dans un cycle de fabrication les matériaux qui constituaient le déchet.

Le recyclage apporte une contribution importante à la baisse des quantités de déchets à stocker ou incinérer, mais il n'est pas suffisant pour contrer l'augmentation de la production des déchets, ou y suffit à peine.

Dans le cas du Québec, l'importante hausse du taux de recyclage, passant de 18 % à 42 % entre 1988 et 2002, est allée de pair avec une augmentation de la quantité de déchets à éliminer par habitant, passant de 640 à 870 kg/an/personne, du fait d'une augmentation de 50% de la production par habitant durant cette même période.

En France, le volume de déchets a doublé entre 1980 et 2005, pour atteindre 360 kg/an/personne. Pour aider au recyclage des articles jetables, la société de l'industrie plastique a conçu en 1988 un système de marquage par type de matière plastique, le code d'identification des résines. Un emballage utilisant ce système est marqué d'un triangle fléché à l'intérieur duquel se trouve un numéro indiquant le type de plastique utilisé : Le système à 7 codes (voir plus haut). Plus de 89 milliards de bouteilles en plastiques utilisées en France chaque année.

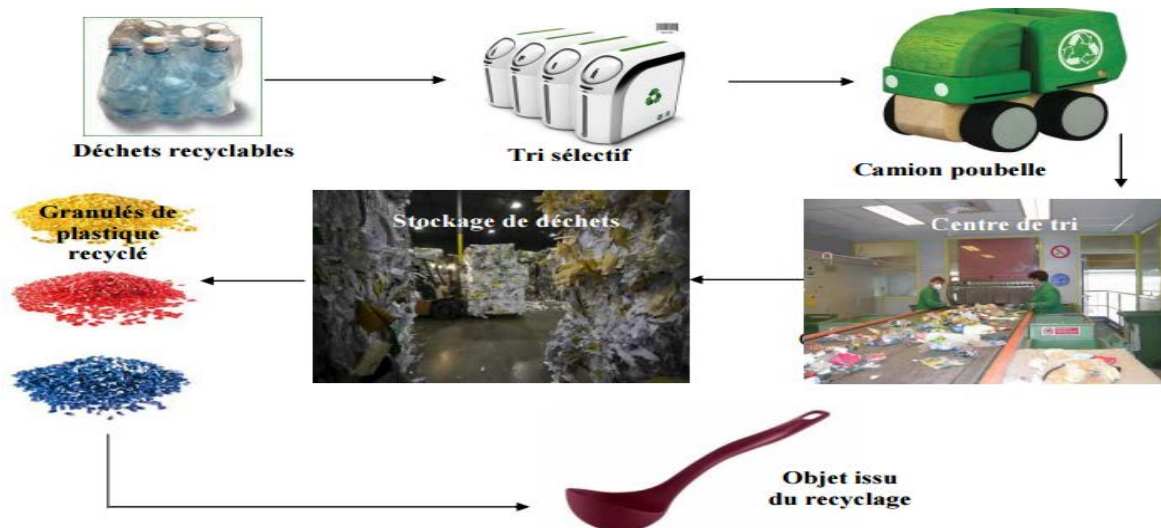


Figure II.10: Étapes du recyclage.

II.6.5. Biodégradabilité

Les déchets ont un impact très négatif sur la société et sur l'environnement. Certains pensent que pour résoudre ce problème et préserver l'environnement, il faut utiliser du plastique biodégradable pour les objets de tous les jours comme les sachets plastiques.

Les plastiques biodégradables nécessitent en effet des conditions particulières pour se désagréger correctement (microorganismes, température et niveau d'humidité), et s'ils ne sont pas bien gérés, ils pourraient bien faire plus de dégâts que les plastiques ordinaires. Lorsque des plastiques biodégradables sont mis à la décharge (ce qui devrait toujours être évité), ils produisent des gaz à effet de serre nocifs lors de leur destruction.

En principe, le plastique est utilisé pour fabriquer des produits solides et durables (par exemple, emballages alimentaires, transport, bâtiment et construction). La biodégradabilité doit donc être considérée comme un atout supplémentaire lorsqu'il faut trouver un moyen peu onéreux de se débarrasser du produit après qu'il ait rempli son rôle (par exemple, pour emballer et protéger les aliments, et pour les maintenir au frais). Voici quelques exemples d'utilisation de produits biodégradables:

Emballage alimentaire: emballage qui peut servir de compost avec le produit qu'il contient lorsque la date de péremption est passée ou que le produit n'est plus comestible ;

Agriculture: feuilles de plastique qui peuvent être découpées en film plastique pour paillage et cultures;

Médecine: sutures résorbables; médicaments contenus dans des éléments miniaturisés pour pénétrer le corps humain.

II.7. Conclusion

Le plastique est présent tout autour de nous et semble indispensable, mais il pollue l'environnement et empoisonne les êtres vivants. Plusieurs idées pourraient être creusées, que ce soit la récupération de ces plastiques, la limitation de leur utilisation (moins d'emballage, suppression de barquettes individuelles au collègue, ...), leur recyclage qui doit être moins restrictif, la suppression de certaines molécules toxiques et l'amélioration de la biodégradation de ces objets.

Notre étude a pour but de trouver une autre issue pour se débarrasser des déchets plastiques au moindre coût et sans nuire à l'environnement. Il s'agit de les utiliser éventuellement comme granulats dans le domaine routier (en couches inférieures de chaussées). Pour cela de nombreux essais (essais d'identification et essais mécaniques) seront effectués pour confirmer ou non cette piste de valorisation. L'identification des matériaux utilisés au niveau de cette étude fera l'objet du prochain chapitre.

Chapitre III

IDENTIFICATION DES MATERIAUX

III.1. Introduction

L'étude de tout comportement mécanique des matériaux nécessite une détermination préalable d'un ensemble de propriété, à savoir: des propriétés physiques, chimiques et minéralogiques. Ces propriétés permettront d'avoir une compréhension facile du comportement mécanique sous différentes sollicitations.

Ce chapitre, contiendra tous les résultats obtenus pour les essais d'identification effectués au sein du laboratoire de notre faculté afin de déterminer les différentes propriétés des matériaux utilisés. Parmi ces essais nous citerons :

- La teneur en eau (w) ;
- Masse volumique des grains solides (ρ_s) ;
- Masse volumique humide (ρ_h) ;
- Masse volumique sèche (ρ_d) ;
- L'indice des vides(e) ;
- La porosité (n) ;
- Le degré de saturation (Sr) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Valeur au bleu de méthylène ;
- Analyse granulométrique ;
- Analyse minéralogique.

III.2. Matériaux utilisés

Dans ce travail, les échantillons étudiés sont composés de mélanges de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats de schistes (matériau naturel) et les déchets plastiques (matériau recyclé).

Le schiste étudié est extrait au niveau de la wilaya de TiziOuzou dans le massif du Belloua, précisément au niveau du projet de la liaison RN12 Bouaid-Oued falli, situé à 5 km environ du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou (Figure III.1). Il est extrait sous forme de blocs sur le site, ensuite concassé par des moyens mécaniques selon la granulométrie désirée.

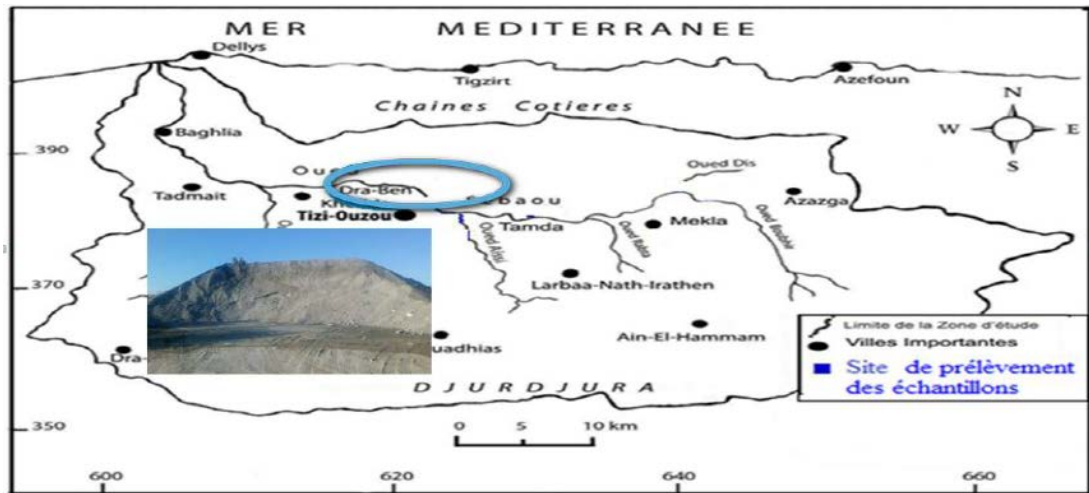


Figure III.1 : Site de prélèvement des échantillons de schiste au niveau de la Grande Kabylie (Algérie).

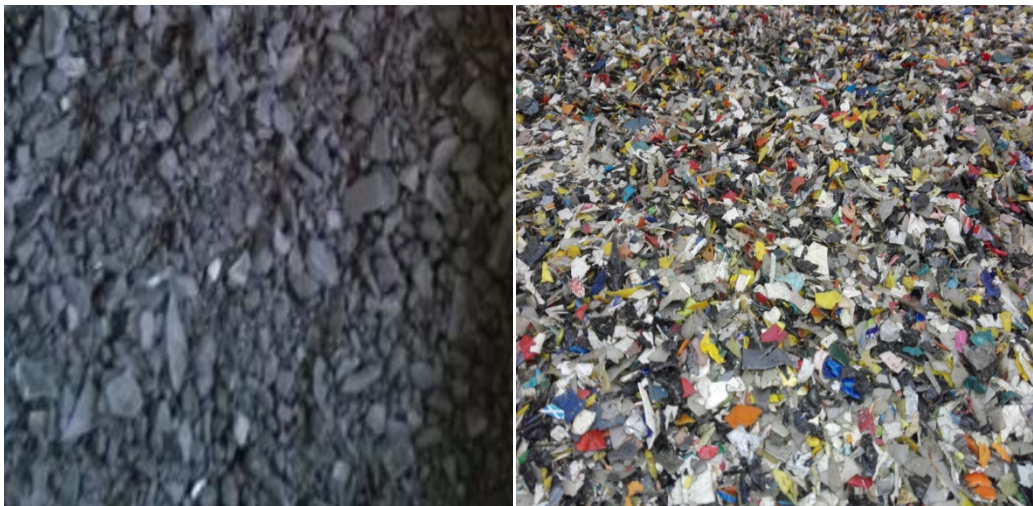


Figure III.2 : Les granulats de schiste. Figure III.3: Déchets plastiques

III.3. Les schistes

III.3.1. Définition des schistes : Étant une roche métamorphique, le schiste montre une foliation appelée "schistosité", c'est une fragilité causée par le parallélisme de minéraux plats (phylosilicates) ou allongés (inosilicates) qui se forment durant le métamorphisme. La couleur d'un schiste varie du noir, à blanchâtre, verdâtre et brunâtre. Selon la schistosité, la surface de cassure est généralement lustrée et les minéraux associés au métamorphisme sont d'une taille visible à l'œil nu. Cette roche correspond à un degré de métamorphisme plus élevé que celui des ardoises mais plus faible que celui des gneiss. Les variétés de schistes sont distinguées par le nom minéral dominant qui leur donne une apparence schisteuse.

C'est une roche ayant un aspect feuilleté, elle se débite en plaques fines ou "feuilletés rocheux". Cette dernière provient de la transformation des argiles par stratification et sous l'action de pressions orientées (Abdelmeziene, 1998).

E. Gneiss graniloïde, passant en bas à un véritable granit ancien compact et massif.

F. Roche graniloïde éruptive en grands filons ramifiés traversant les gneiss, les cipolins et les micaschistes. La roche est blanche et passe aux pegmatites et aux hyalomictos. De nombreux cristaux de tourmaline noire sont semés dans la roche ainsi que des grenats. Le mica s'y trouve abondamment en larges lames et en paquets feuilletés ; il est souvent noir.

G. Roche amphibolique, verdâtre, compacte, sans cristaux apparents.

H. Marabout du djebel Belloua, sur les micaschistes.

III.3.2. Les différents types de schiste

III.3.2.1. Schistes du métamorphisme général très faible

Ils sont souvent considérés comme des roches sédimentaires, ils sont donc à la limite du métamorphisme, tels que les schistes ardoisiers ou encore les schistes bitumineux.

- Schiste ardoisier: roche noire siliceuse (SiO_2) et argileuse aux grains très fins et se débitant en fins feuilletés. La surface clivée présente un bel éclat huileux. La présence de pyrite (FeS_2) ponctue la roche de petits points brillants. Exploitée traditionnellement pour les ardoises et la maçonnerie, son potentiel marbrier est en pleine expansion. Résiste naturellement aux acides, mais peut être tachée par les graisses.
- Schistes bitumineux: sont des roches sédimentaires aux grains fins, contenant assez de matériau organique, le kérogène, pour pouvoir fournir du pétrole et du gaz combustible. Contrairement à leur nom, ces roches ne sont pas nécessairement des schistes (roches qui ont pour particularité d'avoir un aspect feuilleté). Les schistes bitumineux varient considérablement les uns des autres, tant dans leur composition chimique, leur contenu en minéraux, leur âge, et la façon dont ils se sont sédimentés.

III.3.2.2. Schistes du métamorphisme général faible

Au niveau de ces roches, la cristallisation naturelle est plus nette, cette catégorie contient; les schistes sériciteux, talqueux, chloriteux, ou encore les schistes lustrés.

- Schistes satinés ou sériciteux: Les contraintes tectoniques influent sur ces schistes, leur donnant une schistosité de teinte générale grise à surface blanchâtre, nacrées ou satinées due à la présence de feuilletés de séricite.
- Schistes talqueux: Ce sont des schistes qui se forment lors du métamorphisme de roches ultramafiques, ces schistes contiennent en plus du talc, une quantité de micas et de quartz.
- Schistes chloriteux: Tout comme les schistes satinés, leur schistosité est acquise sous l'influence des contraintes tectoniques, ces roches sont de couleur verdâtre, assez

riches en lamelles de chlorite avec fréquemment des amphiboles verts pales ainsi que des granulats microscopiques d'épidote.

- Schiste lustrés: Ce sont des roches cristallines et foliées, composées de calcshistes, verts ou des schistes bleus.

III.3.2.3. Schistes du métamorphisme général plus fort

- Micaschistes: Ces roches dérivent des argiles et des pélites calcaireuses, c'est des roches métamorphique à forte transformation de minéraux en feuillet, constituées de lamelles de micas visibles à l'œil nu, claire ou sombre selon la couleur du mica, en alternance avec des lamelles de quartz.

III.3.2.4. Schiste du métamorphisme de contact

- Schiste tacheté : Etant de couleur grise à noire, c'est une roche dont le métamorphisme de contact est à basse intensité, développant des minéraux de néoformation, se concernant en agrégats ayant ainsi l'aspect de taches.

III.4. Essais d'identification

Une étude d'identification a été réalisée au laboratoire après concassage manuel des blocs de schiste pour la détermination des caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.



Figure III.6 : Granulats de schiste après concassage.

III.4.1. Teneur en eau W (%)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle (m_w) par la masse des grains solides. Elle est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage).

L'essai déterminant la teneur en eau est un essai qui consiste à peser un échantillon humide (Mh) du matériau étudié, puis le sécher à 75°C pendant 24 heures à l'aide d'une étuve, une fois l'échantillon sec, nous repeserons ce dernier (Ms)

La teneur en eau est calculée comme suit: $W = (M_h - M_s) / M_s$

Les résultats des teneurs en eau obtenus pour le matériau schiste sont présentés dans le tableau III.1.

Tableau III.I: Résultats des teneurs en eau obtenus.

| Matériau | Masse humide | Masse sèche | Teneur en eau W (%) |
|------------|--------------|-------------|---------------------|
| 1er essai | 85.4 | 84 | 1.6 |
| 2eme essai | 92.2 | 90.1 | 2.3 |
| 3eme essai | 104.2 | 102 | 2.15 |

Soit une teneur en eau moyenne de: $w = 2.01\%$.

La teneur en eau moyenne obtenu est assez faible, cela peut être du au fait que l'échantillon fut extrait en période estivale et donc influencé par l'effet de la température.

III.4.2. Les masses volumiques

III.4.2.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-053.

L'essai consiste à peser l'échantillon de roche sec (m_s), paraffiner aussitôt après la totalité de sa surface extérieure, puis peser de nouveau et procéder à la pesée hydrostatique.



Figure III.7: Appareillage utilisée pour la pesée hydrostatique.

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais réalisés:

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

| | 1er essai | 2eme essai | 3eme essai | 4eme essai |
|--|--------------------------|------------|------------|------------|
| Masse de l'échantillon sec (g) | 58.4 | 145.8 | 55.5 | 92.5 |
| Masse de l'échantillon paraffiné à l'air libre (g) | 64.6 | 153.4 | 63.7 | 102.3 |
| Masse de la roche sèche paraffinée dans l'eau (g) | 29.1 | 79.5 | 28.03 | 49.1 |
| Masse de la paraffine (g) | 6.2 | 7.6 | 8.2 | 9.8 |
| Volume de la paraffiné (Vp) | 7.04 | 8.63 | 9.32 | 11.13 |
| Volume de l'échantillon paraffiné (Vrp) | 35.5 | 73.9 | 35.67 | 53.2 |
| Volume total de l'échantillon sec (V) | 28.46 | 65.27 | 26.35 | 42.07 |
| Masse volumique sèche | 2.05 | 2.23 | 2.1 | 2.20 |
| Moyenne | = 2.18 g/cm ³ | | | |

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

Tableau III.3: Classification selon la masse volumique sèche

| ρ_d (g/cm ³) | Appréciation |
|-------------------------------|--------------|
| <1.6 | Faible |
| 1.6 - 1.8 | Moyenne |
| >1.8 | Dense |

Selon le tableau ci dessus, le schiste étudié est de masse volumique sèche dense.

III.4.2.2. La masse volumique humide ρ_h

La masse volumique humide est calculée selon la loi suivante: $\rho_h = \rho_d \times (1+w)$

Avec: w: Teneur en eau du matériau ;

ρ_d : Masse volumique sèche.

L'application numérique donne : $\rho_h = 2.18 \times (1+0.0201) = 2.22 \text{ g/cm}^3$.

$\rho_h = 2.22 \text{ (g/cm}^3\text{)}$.

III.4.2.3. La masse volumique des particules solide ρ_s (pycnomètre)

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NF P94-054. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée.

ρ_s est utilisée pour connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesé. 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.



Figure III.8: Pycnomètre pour liquide.

La masse volumique des particules solides est calculée avec la formule suivante:

$$\rho_s = \rho_w (M_2 - M_1) / (M_4 - M_1 + M_2 - M_3)$$

Avec :

M1 : Masse du pycnomètre vide + bouchon;

M2 : Masse du pycnomètre + particule solide + bouchon;

M3 : Masse du pycnomètre + particule solide + eau + bouchon;

M4 : Masse du pycnomètres + eau + bouchon;

ρ_w : Masse volumique de l'eau égale à 1 (g/cm³).

Les résultats obtenus pour l'essai réalisé sont présentés dans le tableau III.4.

Tableau III.4: Résultats de la masse volumique des particules solides.

| | |
|----------|-----------------------|
| M1 | 202 g |
| M2 | 251 g |
| M3 | 795.6 g |
| M4 | 764.8 g |
| ρ_s | 2.69g/cm ³ |

III.4.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité

a. Indice des vides

L'indice des vides représente le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides, permettant ainsi de savoir si notre matériau est dense ou lâche.

Il est déterminé par la relation suivante: $e = V_v/V_s$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule : $e = \rho_s/\rho_d - 1$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation $e = 0.23$

b. Degré de saturation S_r

Le degré de saturation, indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé).

Il peut aussi être défini par la formule suivante: $S_r = (\rho_s/\rho_w) \cdot (w/e)$

$S_r = 23.5\%$

Tableau III.5 : Appréciation du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

| Sr % | Appréciation |
|---------|-------------------|
| 100 | Saturé |
| 76 - 99 | Détrempé |
| 51 - 75 | Mouillé |
| 26 - 50 | Humide |
| 1 - 25 | Légèrement humide |
| 0 | Sec |

D'après le tableau ci-dessus, nous concluons que le Schiste étudié est dans un état légèrement humide.

c. Porosité n

La porosité est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V). Elle peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$n = V_v / V$ (la porosité est toujours inférieure à 1).

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elles sont liées par la formule :

$n = e / (e + 1) = 0.23 / (0.23+1)$

$n = 0.186$

Les résultats des essais cités précédemment sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats obtenus.

| w (%) | ρ_s (g/cm ³) | ρ_d (g/cm ³) | ρ_h (g/cm ³) | e | Sr (%) | n |
|-------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------|--------|-------|
| 2.01 | 2.69 | 2.18 | 2.22 | 0.23 | 23.5 | 0.186 |

A partir de ces résultats nous constatons que le schiste étudié présente une teneur eau, un degré de saturation, et un indice des vides très faibles.

III.5. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau correspondant à des états hydriques bien définis d'un matériau. Quand la quantité d'eau d'un sol varie, la consistance de ce sol peut varier dans des limites parfois importantes.

Selon son contenu en eau, le sol pourra être mou, boueux, souple, pâteux ou dur. Par convention trois états de sol sont définis:

- L'état solide ;
- L'état plastique ;
- L'état liquide.

1. État liquide : les grains de sol sont indépendants et ne se touchent pas. Leurs mouvements relatifs sont aisés.

2. État plastique (pâtes): les grains sont approchés et ont mis en commun l'eau absorbée qui agit comme un sachet en plastique dans lequel les grains peuvent se mouvoir sans s'écarter.

3. État solide : les grains se sont encore plus près les uns des autres, ils arrivent même au contact en quelque points en chassant l'eau absorbée. Les frottements internes sont alors importants.



Figure III.9: Les différents états du sol.

Les limites d'Atterberg sont: la limite de retrait (w_s), la limite de plasticité (w_p), et la limite de liquidité (w_L).

- **La limite de liquidité w_L :** représente la teneur en eau remaniée au point de transition entre les états liquide et plastique, cette limite peut atteindre 1000% dans le cas de certaines argiles ; mais souvent elle ne dépasse pas 100%
- **La limite de plasticité w_p :** représente la teneur en eau remaniée au point de transition entre les états plastique et semi-solide. Au niveau de cette teneur en eau le sol se fissure et perd sa plasticité en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges.
- **La limite de retrait w_s :** cette teneur en eau représente la limite qui sépare l'état semi-solide de l'état solide. C'est la teneur en eau maximale que peut contenir le sol sans changer de volume.

- **L'indice de plasticité I_p** : représente la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Il définit donc l'étendue du domaine plastique.

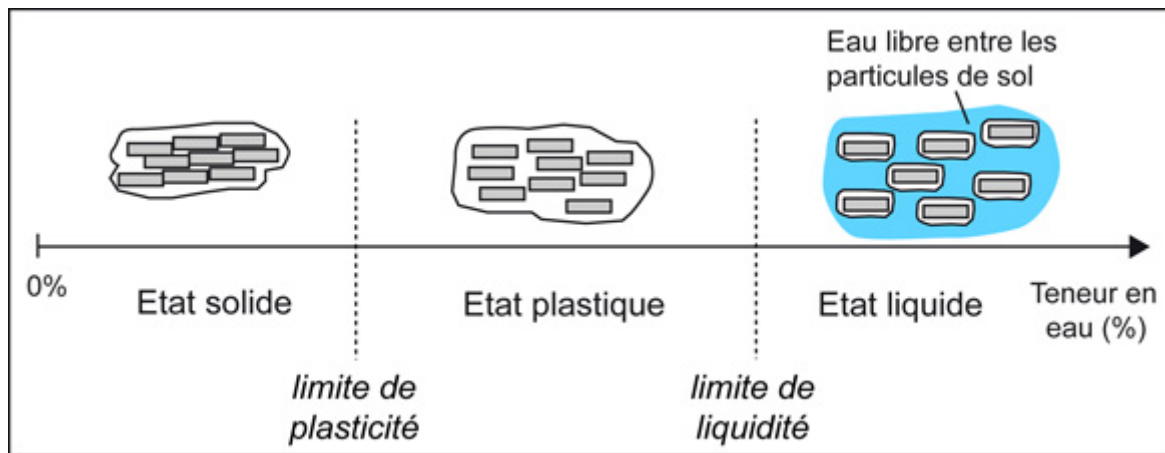


Figure III.10: Différents types de consistance.

III.5.1. Détermination de la limite de liquidité w_L

Pour cet essai nous aurons besoins :

- D'un récipient;
- De bac et capsules;
- D'un tamis de maille carrée de 100 micro metre;
- D'une balance de précision élevée;
- D'une étuve;
- D'une spatule flexible;
- D'un séchoir;
- De l'appareillage de casagrande et tous les accessoires nécessaires.



Figure III.11: Appareillage de Casagrande.

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

Les nombres de coups doivent être compris entre 15 et 35 sinon l'essai est à refaire. Si le nombre de coups est inférieur à 15, cela signifie que le matériau est trop liquide, et si le nombre de coups est supérieur à 35, cela signifie que le matériau est trop sec.

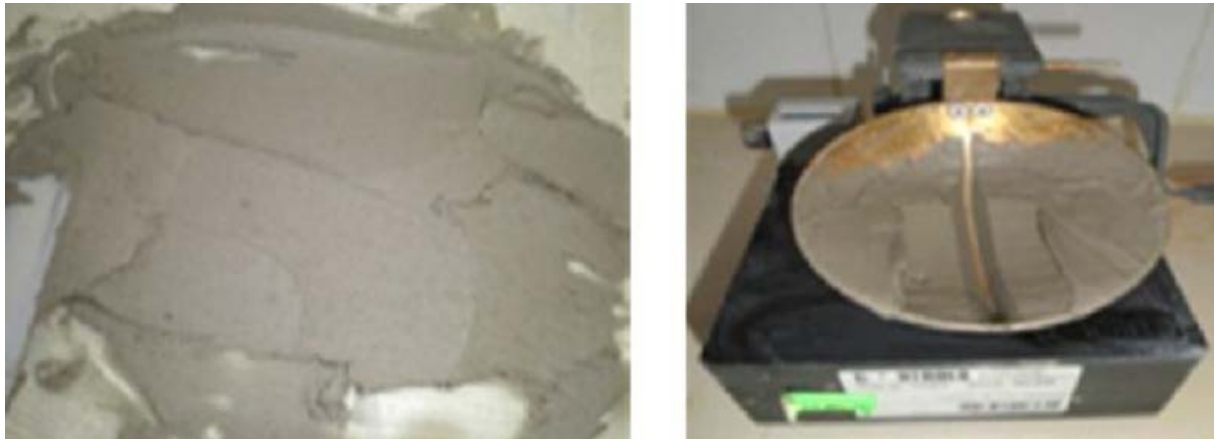


Figure III.12: Détermination de la limite de liquidité.

W_L est calculée suivant la loi: $W_L = W \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$

Les résultats obtenus sur l'échantillon étudié sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.7 : Détermination de la limite de liquidité

| N° de l'essai | Essai N°1 | Essai N°2 | Essai N°3 |
|-----------------|-----------|-----------|-----------|
| Nombre de coups | 26 | 20 | 28 |
| Teneur en eau % | 20.33 | 17.33 | 17.05 |
| W_L | 20.42 | 16.86 | 17.28 |

W_L retenue est la moyenne des trois essais, ce qui nous donne une valeur de :

$$w_L = 18.19\%$$

III.5.2. Détermination de la limite de plasticité W_p

Étant la teneur en eau qui correspond au passage de l'état plastique à l'état solide, cette limite est atteinte une fois que le rouleau de 3 mm de diamètre et de longueur de 10 cm à 15 cm se casse en le soulevant de 2 cm à 3 cm au milieu.

Pour cet essai nous aurons besoin d'une plaque en verre ou en marbre; d'une balance et d'une étuve.

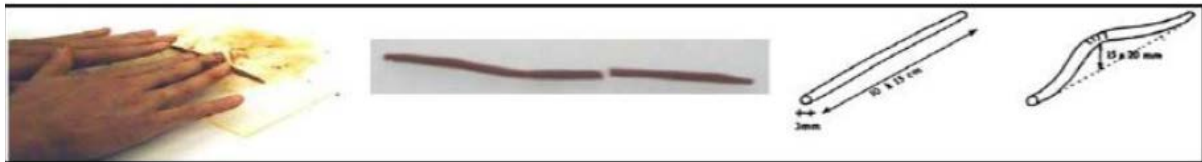


Figure III.13: Etape de la limite de plasticité.

Les trois essais effectués ont donné une moyenne de : $W_p = 16.03\%$

III.5.3. Indice de plasticité I_p

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il permet de définir le degré de plasticité d'un sol.

$$I_p = W_L - W_p$$

L'application numérique nous donne une valeur de : $I_p = 2.16$

Tableau III.8: classification des sols selon l'indice de plasticité.

| Indice de plasticité | Degré de plasticité |
|----------------------|---------------------------|
| $0 < I_p < 5$ | Sol non plastique |
| $5 < I_p < 15$ | Sol moyennement plastique |
| $15 < I_p < 40$ | Sol plastique |
| $I_p > 40$ | Sol très plastique |

Tableau III.9: Récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg.

| Caractéristique | Valeur % |
|----------------------|----------|
| Limite de liquidité | 18.19 |
| Limite de plasticité | 16.03 |
| Indice de plasticité | 2.16 |

Ayant un I_p compris entre 0 et 5 nous déduisons à partir du tableau III.8 que le sol étudié est un sol non plastique.

III.5.4. Valeur au bleu de méthylène (VBS) (NF P 94 – 068) – Essai à la tâche

Cet essai permet de mesurer la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans le sol.

Après avoir préparé la lotion au bleu de méthylène en introduisant 10 grammes de bleu dans 1 litre d'eau distillée, nous avons effectué l'essai en mettant l'échantillon de 50g de matériau trempé dans 0,5 litre d'eau distillée et maintenus en permanence sous agitation.



Figure III.14: Matériel d'essai au bleu de méthylène – Essai à la tâche.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par l'échantillon de sol testé. Plus la fraction argileuse est importante plus elle adsorbe du bleu de méthylène. Le test permet de repérer l'instant de la saturation au bleu, des particules d'argile. On prélève une goutte de liquide contenant le sol imbibé de bleu, que l'on dépose sur un papier filtre spécial.

- Si la goutte centrale bleu est entourée d'une zone humide incolore le test est négatif, on continue alors le dosage au bleu.
- Si le test est positif, la zone humide est teintée de bleu c'est-à dire on arrête le dosage.



Figure III.15 : Résultats de l'essai à la tâche.

La valeur au bleu du sol est donnée par la relation suivante :

$$VBS = \frac{B}{M_0} \times 100 ; B = V \times 0.01$$

Avec :

B : la masse de bleu permettant la saturation par adsorption (g) ;

M_0 : masse sèche de la prise d'essai (g) ;

V : volume de la solution du bleu utilisée (cm³).

La zone humide n'a commencé à être teintée qu'après l'ajout de 14.2 cm³ de bleu, l'application numérique a donnée :

$$VBS = \frac{14.2 \times 0.01}{50} \times 100$$

$$VBS = 0.284$$

Tableau III.10: Désignation du sol en fonction de son VBS.

| VBS (en grammes de bleu pour 100g de sol) | Désignation du sol |
|---|--|
| $VBS \leq 0.1$ | Sol insensible ou peu sensible à l'eau |
| $0.1 < VBS \leq 0.2$ | Apparition de la sensibilité à l'eau |
| $0.2 < VBS \leq 1.5$ | Sol sablo-argileux |
| $2.5 < VBS \leq 6$ | Sol limoneux |
| $6 < VBS < 8$ | Sol argileux |
| $VBS > 8$ | Sol très argileux |

Ayant une valeur de $VBS = 0.284$ qui est comprise entre 0.2 et 1.5, et en se référant au tableau III.10, nous dirons que l'échantillon étudié est un sol de type sablo-argileux.

III.5.5. Analyse minéralogique par diffraction des rayons X

L'analyse minéralogique fait appel à l'observation au microscope électronique, à l'étude par diffraction des rayons X et à l'analyse chimique. L'analyse minéralogique d'un sol est généralement un essai qui apporte beaucoup d'informations, car le comportement des sols particulièrement les sols fins est fonction de leurs compositions minéralogiques. Par exemple une forte teneur en montmorillonite indiquera un sol très sensible à l'eau pouvant donner lieu à des gonflements ou à des retraites importants. Les composants sont facilement identifiables par leurs raies caractéristiques.

III.5.6.1. Principe de la méthode

Tout corps cristallisé, peut être analysé par diffraction de rayon X car ses atomes sont organisés selon des plans cristallins spécifiques, un faisceau de rayon X est diffracté sur le réseau de plane cristallins selon « la loi de Bragg ».



Figure III.16 : Schéma d'un diffractomètre.

$$\lambda = 2 \times d \sin \theta$$

λ : Longueur d'onde de la source.

d : Espacement entre deux plans cristallins parallèles successifs.

θ : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.

Pour une source émettrice de rayon X donné (λ), le balayage selon un angle d'incidence (θ) d'une préparation, permet d'accéder à la connaissance de tous les espacements réticulaires de l'échantillon.

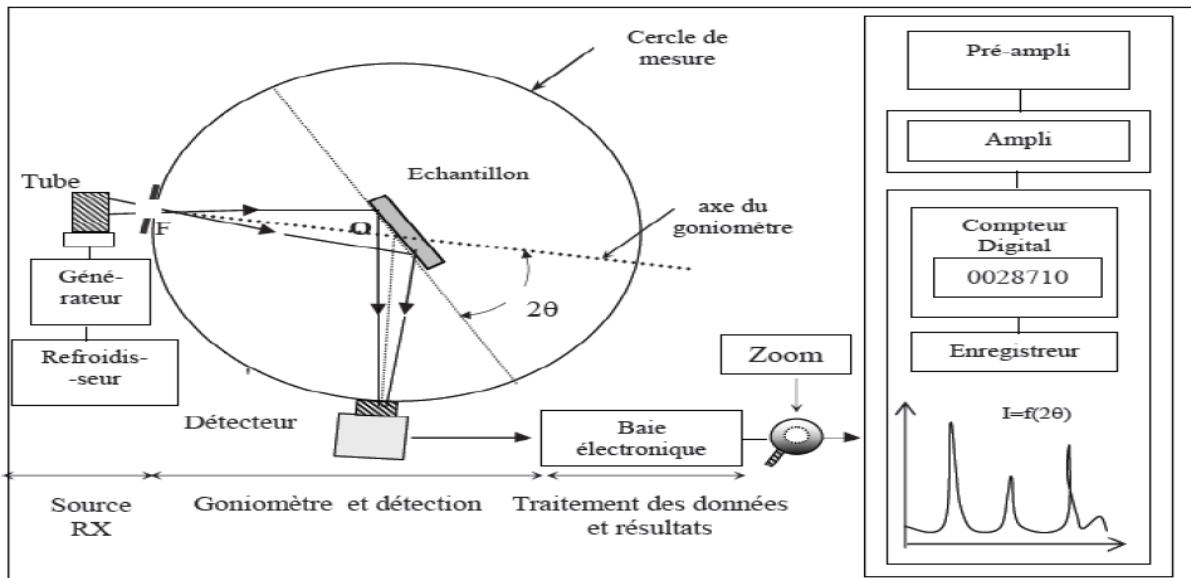


Figure III.17 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

III.5.6.2. Techniques d'analyse

Dans les cas les plus fréquents dont celui des minéraux argileux, l'échantillon est composé de très fines particules. Les techniques d'investigation aux rayons X les plus favorables sont :

- Méthode des poudres ;
- Méthode des agrégats orientés.

III.5.6.3. Diagramme normal

C'est le diagramme de référence auquel on se reporte pour juger les déplacements occasionnés par les autres traitements.

La figure ci-dessous représente le diffractogramme du schiste étudié.

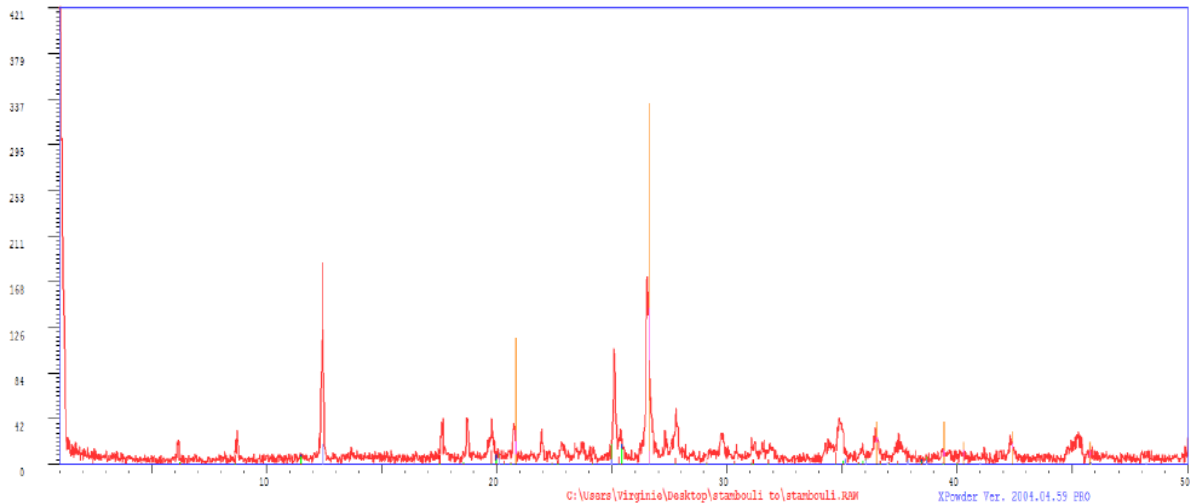


Figure III.18 : Diffractogramme du schiste étudié.

Les résultats du diffractogramme sont représentés dans le tableau III.11.

Tableau III.11 : Résultat du diffractogramme pour le schiste

| Eléments | Chlorite-vermiculite | muscovite | kaolinite | Quartz |
|-------------|----------------------|-----------|-----------|--------|
| Quantités % | 10.2 | 28.3 | 10.2 | 51.3 |

L'analyse minéralogique réalisée par diffraction des rayons x (RX) sur l'échantillon de schiste montre le caractère prédominant du quartz et la présence de muscovite qui est la variété la plus courante de mica blanc.

Par ailleurs, l'essai révèle l'existence de minéraux argileux qui peuvent présenter une certaine sensibilité à l'eau à savoir, la chlorite-vermiculite ainsi que la kaolinite. Cependant, la présence en faibles proportions de ces éléments, ne peut influencer fortement le comportement mécanique du matériau.

III.6. Conclusion

Consacré à l'identification des matériaux utilisés, ce chapitre nous a permis d'avoir une meilleure présentation de leurs aspects physiques, chimique et minéralogique, nous permettant ainsi d'avoir une idée sur la nature de ces matériaux.

Les résultats obtenus nous permettrons de mettre en évidence le comportement mécanique des matériaux utilisés sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Le prochain chapitre comportera la première série d'essais mécaniques à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié ainsi que les essais CBR avant et après immersion.

CHAPITRE IV

COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIÉS

IV.1. Introduction

Dans le but de résoudre les problèmes de stabilité et de déformation que l'on rencontre lors de l'élaboration d'un projet, l'ingénieur a mis en œuvre de multiples techniques d'amélioration des sols. Ces méthodes nous offrent de meilleures caractéristiques géotechniques et des propriétés mécaniques et physiques des terrains et des matériaux d'apport.

Plusieurs méthodes d'améliorations et de stabilisation des sols ont été créées, l'une des plus simples et la plus utilisée est "le compactage". Ce dernier permet l'augmentation de la densité et de la capacité portante en appliquant une force extérieure statique ou dynamique. C'est l'une des méthodes les plus anciennes et la plus importante dans l'amélioration et la stabilité des sols ce qui la rend indispensable notamment dans les travaux de routes et de barrages.

Étant un essai qui étudie la portance des sols, l'essai CBR avant et après immersion est directement lié au compactage. C'est un essai indispensable pour tous travaux routiers, il permet le dimensionnement des chaussées.

Dans ce chapitre nous présenterons principalement les résultats des essais de compactage ainsi que des essais CBR avant et après immersion que nous avons effectué au niveau du laboratoire de mécanique des sols de notre faculté.

Compactage des matériaux (NF P94-093)

IV.2. Définition du compactage (Arquie et al 1987).

Étant une méthode de stabilisation agissant en surface des sols, le compactage permet la réduction du volume du sol instantanément en resserrant les grains les uns contre les autres, réduisant ainsi les vides remplis d'air, permettant par conséquent un meilleur comportement des sols, notamment les remblais et les couches de chaussées

Après compactage, le sol acquière:

- Une augmentation de la capacité portante;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une augmentation de la densité sèche (γ_d/γ_w);
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

I

Compactage des sols



Figure IV.1 : Compactage des sols.

Mettant le matériau dans un état suffisamment serrée, le compactage évite le tassement ultérieur, les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuent ainsi l'attrition.

En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides. Il entraîne aussi une élévation des caractéristiques mécaniques. Le resserrage des grains augmente le nombre de contacts entre eux ainsi que leur frottement.

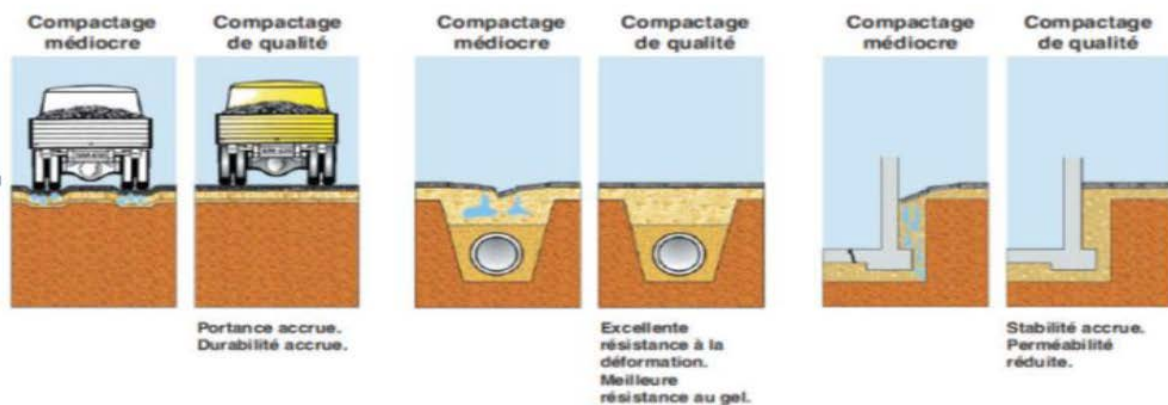


Figure. IV.2 : Objectifs du compactage

IV.3. Paramètres influant du compactage (Cordary 1994)

Le compactage est en fonction de quatre paramètres principaux :

- Masse volumique;
- Teneur en eau;
- Énergie de compactage;
- Type de sol.

IV.3.1. Teneur en eau

C'est grâce à l'essai Proctor que l'on a pu découvrir l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol.

En effet, en variant la teneur en eau w d'un échantillon pour une énergie donnée, la représentation graphique du poids spécifique sec Q en fonction de la teneur en eau nous donnera une courbe en cloche qui représente un optimum Proctor.

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle occupe la place des grains solides (aucun tassement possible). Mais au niveau des teneurs en eau raisonnables, l'eau joue un rôle de lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau.

IV.3.2. La nature du matériau

Le comportement ainsi que les sollicitations développées par les matériaux diffèrent selon la nature du matériau.

Pour les sables la courbe Proctor est très aplatie, mais elle présente un maximum au niveau des argiles plastiques. Au niveau des matériaux dont la courbe est aplatie la teneur en eau influence peu. Ils sont donc peu sensibles à l'eau, mais la difficulté réside au niveau de l'amélioration de leurs caractéristiques.

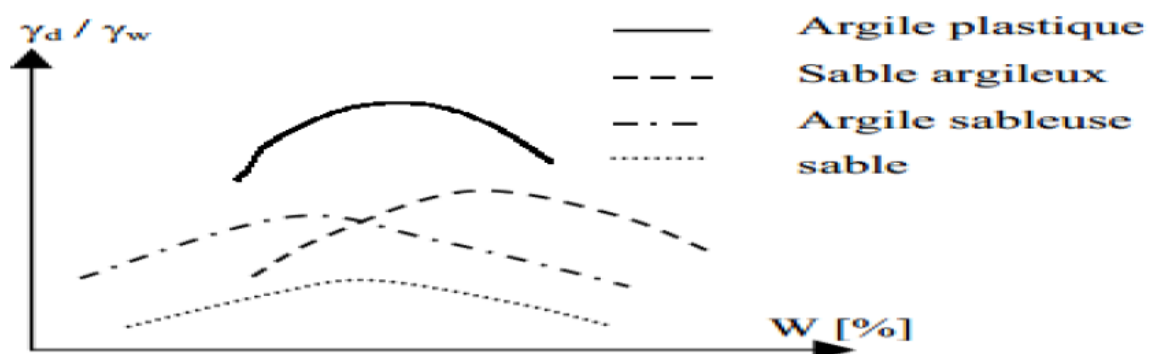


Figure. IV.3 : Influence de la nature du matériau.

IV.3.3. Énergie de compactage

Il a été démontré après de nombreux essais qu'en augmentant l'énergie de compactage le poids volumique maximum augmente rendant ainsi la courbe plus pointues.

Plusieurs auteurs (Khaye; Machet; Morel; 1978 et Gaye 1995) ont montrés que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage, il a été démontré après de nombreuses études que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui s'atteignent par les charges de ruptures pouvait être de trois types :

a. Adaptation

- Énergie dissipée et déformation permanente nulles;
- Réponse du matériau réversible et élastique.

b. Accommodation

- Déformation permanente stable;
- Énergie dissipée non nulle;
- Réponse réversible non linéaire.

c. Rochet

- Énergie dissipée et déformations permanentes augmentent avec la sollicitation jusqu'à stabilisation ou rupture (déformation plastique).

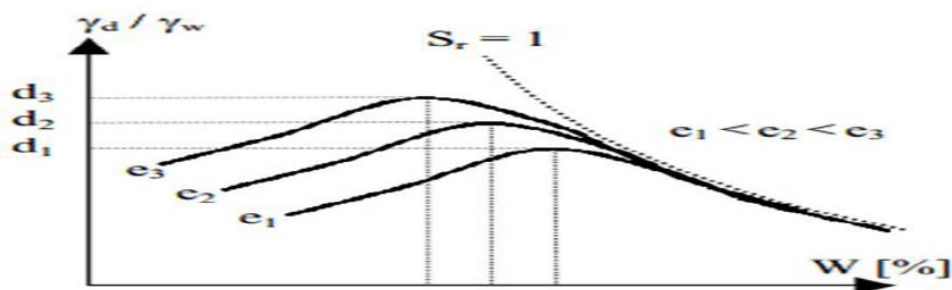


Figure. IV.4 : Influence de l'énergie de Compactage.

IV.3.4. Angularité, forme, granularité et pourcentage des fines

Pour les matériaux très anguleux, l'angularité, la forme, la granularité, et le pourcentage des fines se mettent difficilement en place entraînant l'augmentation de l'énergie de compactage.

Il a été démontré par Morel (1988) et inGaye (1995) qu'un matériau ayant une bonne granularité aura une densité maximale plus élevée qu'un matériau creux ou ayant un excès de sable. Kabre (1991) et inGaye (1995) indiquent que la compacité augmente avec le coefficient d'uniformité $C_u = D_{60} / D_{10}$ (diamètre des tamis laissant passer respectivement 60 et 10% de tamisât).

Marchet et Morel (1980) et in Gaye (1995) ont trouvé que l'indice des vides décroît avec le pourcentage d'élément fin ($< 80 \mu\text{m}$) pour une énergie de compactage donnée.

IV.3.5. Sol support

Les supports plus rigides conduisent à des densités plus élevées, pour une même épaisseur de matériaux.

Les caractéristiques du sol-support influent considérablement sur les sollicitations développées par un rouleau vibrant, (Makhaly, 2008; Kabre, 1991 et in Gaye, 1995).

IV.4. Les essais de compactages en laboratoire

Les essais de compactage effectués en laboratoire permettent de déterminer la masse volumique sèche maximale pour une énergie de compactage donnée. En comparant la valeur obtenue en laboratoire avec la masse volumique du sol sec mesurée sur le chantier. Après les opérations de compactage, on peut vérifier si celui-ci a été suffisant et ainsi s'assurer de la qualité des travaux (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les principaux types d'essais de compactage pratiqués en laboratoire sont les suivants :

- Les essais Proctor;
- L'essai à la table vibrante.

IV.4.1. Essai Proctor

Proctor a trouvé au début des années 1930 une solution pour déterminer la densité maximum des sols. Dans un environnement contrôlé (pour un volume contrôlé), le sol peut être compacté simulant ainsi les conditions d'un sol in situ.

À partir de là, la densité sèche peut être déterminée en mesurant simplement le poids du sol avant et après compactage, calculant la teneur en eau et la densité sèche.

De nos jours, cet essai est fréquemment utilisé en France en ingénierie géotechnique pour catégoriser les sols selon la classification GTR (Guide des Terrassements Routiers norme NF P11300) et ainsi déterminer la méthode la plus adaptée et la possibilité de la mise en place d'une nouvelle couche de matériaux (dans le cas d'une construction de route par exemple). Lors du terrassement, les matériaux mis en remblai doivent être les plus compacts possibles, afin de s'assurer de leur stabilité une fois l'ouvrage en exploitation (passage des véhicules dans le cas d'une route).

IV.4.1.1. Définition de l'essai

L'essai Proctor est un essai de compactage dans un moule et énergie normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un échantillon du matériau à différentes teneurs en eau pour en déduire la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale correspondante γ_d . On distinguera deux principaux essais :

IV.4.1.2. Essai Proctor normal: l'énergie de compactage au niveau de cet essai est relativement faible et correspond à un compactage modéré. C'est un essai utilisé au niveau des sols de remblais tel que les barrages en terre, les digues ..., il est aussi utilisé dans le but de limiter les tassements ultérieurs au niveau des terrassements.

IV.4.1.3. Essai Proctor modifié: A l'inverse de l'essai Proctor normal, l'essai Proctor modifié à une énergie de compactage importante. C'est un essai utilisé pour des études de sol de fondations (routes, pistes d'aérodromes,...). On fait référence au Proctor modifié pour les couches de chaussées (pistes d'aérodrome). Cet essai vise une augmentation de la résistance mécanique de la couche. Le compactage obtenu par l'essai Proctor modifié correspond au compactage maximum que l'on peut obtenir sur les chantiers avec des engins de compactage puissants.

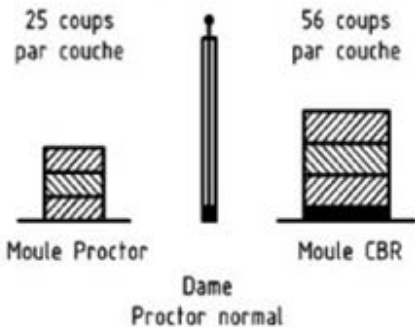
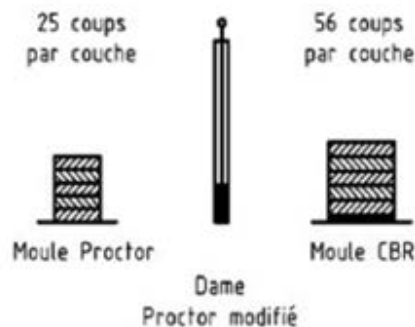
| Nature de l'essai | Caractéristiques de l'essai | Moule Proctor | Moule CBR | Schéma récapitulatif |
|-----------------------|-----------------------------|---------------|-----------|---|
| Essai Proctor normal | Masse de la dame | 2 490 g | 2 490 g | 3 couches, à raison de : 25 coups par couche 56 coups par couche  |
| | Diamètre du mouton | 51 mm | 51 mm | |
| | Hauteur de chute | 305 mm | 305 mm | |
| | Nombre de couches | 3 | 3 | |
| | Nombre de coups par couche | 25 | 56 | |
| Essai Proctor modifié | Masse de la dame | 4 535 g | 4 535 g | 5 couches, à raison de : 25 coups par couche 56 coups par couche  |
| | Diamètre du mouton | 51 mm | 51 mm | |
| | Hauteur de chute | 457 mm | 457 mm | |
| | Nombre de couches | 5 | 5 | |
| | Nombre de coups par couche | 25 | 56 | |

Figure IV.5: Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié.

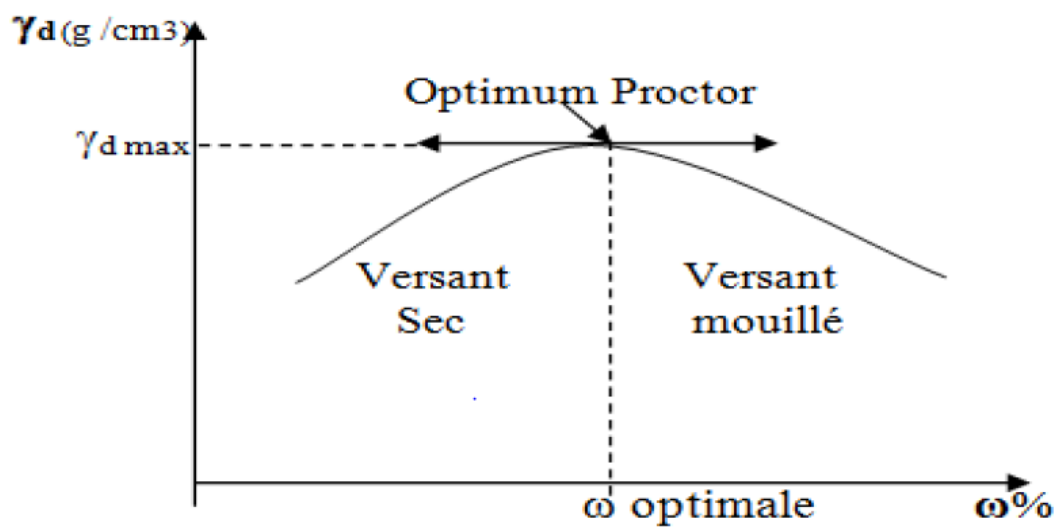


Figure IV.6 : Modèle de courbe Proctor.

IV.5. Essai Proctor Modifié (PM)

IV.5.1. But de l'essai

L'essai permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau. Ces caractéristiques sont la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette (AFNOR, 1999).

IV.5.2. Principe de l'essai

Cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau puis à le compacter dans un moule normalisé selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneurs en eau considérées, on déterminera la masse volumique sèche du matériau et on tracera la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé (AFNOR, 1999).

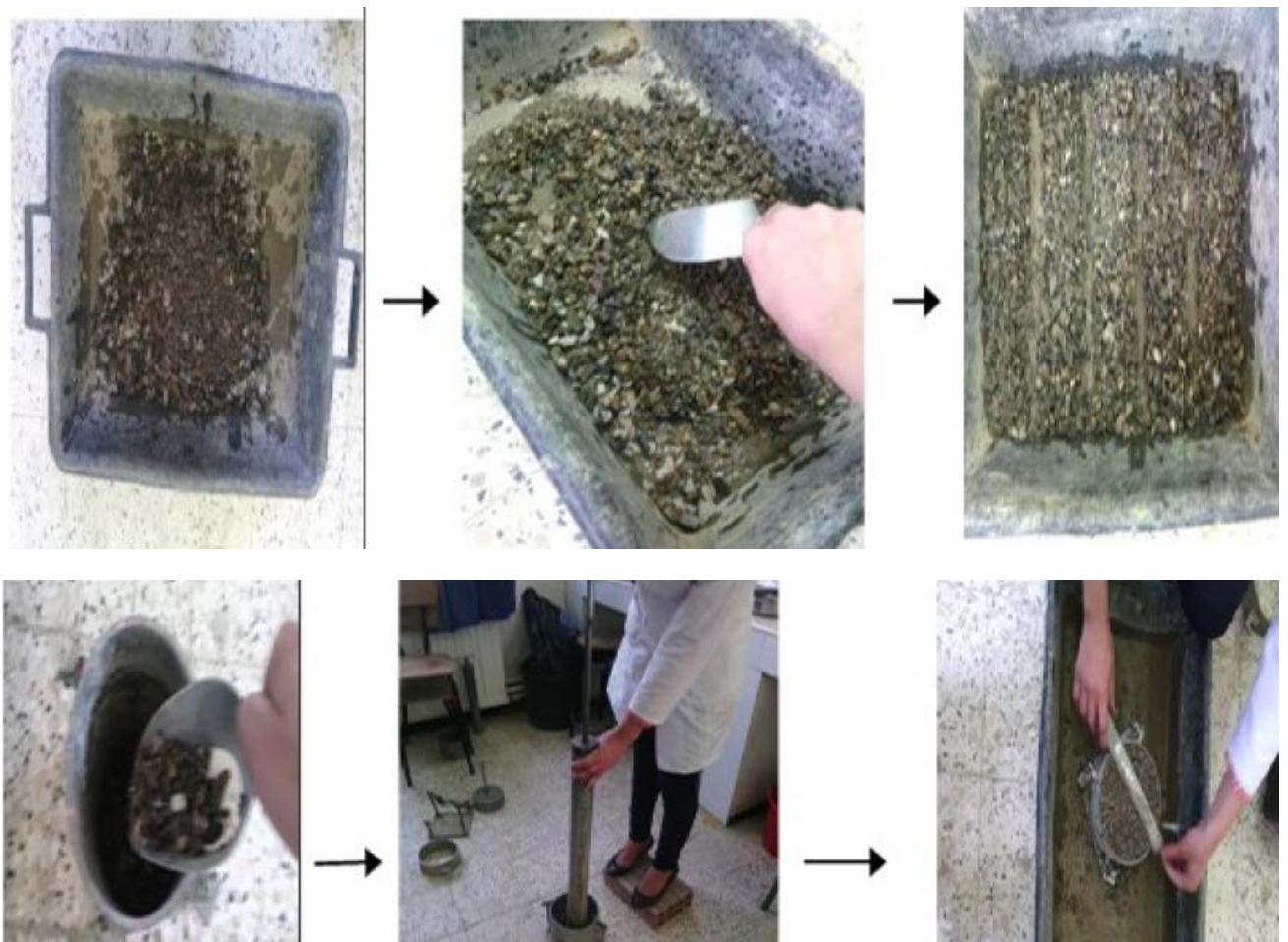


Figure IV.7: Exécution de l'essai Proctor.

IV.5.3. Matériel utilisé

Pour cet essai nous aurons besoin:

- D'un moule Proctor;
- D'une dame Proctor;
- D'une règle à araser;
- D'une balance;
- D'une étuve;
- D'une éprouvette graduée.

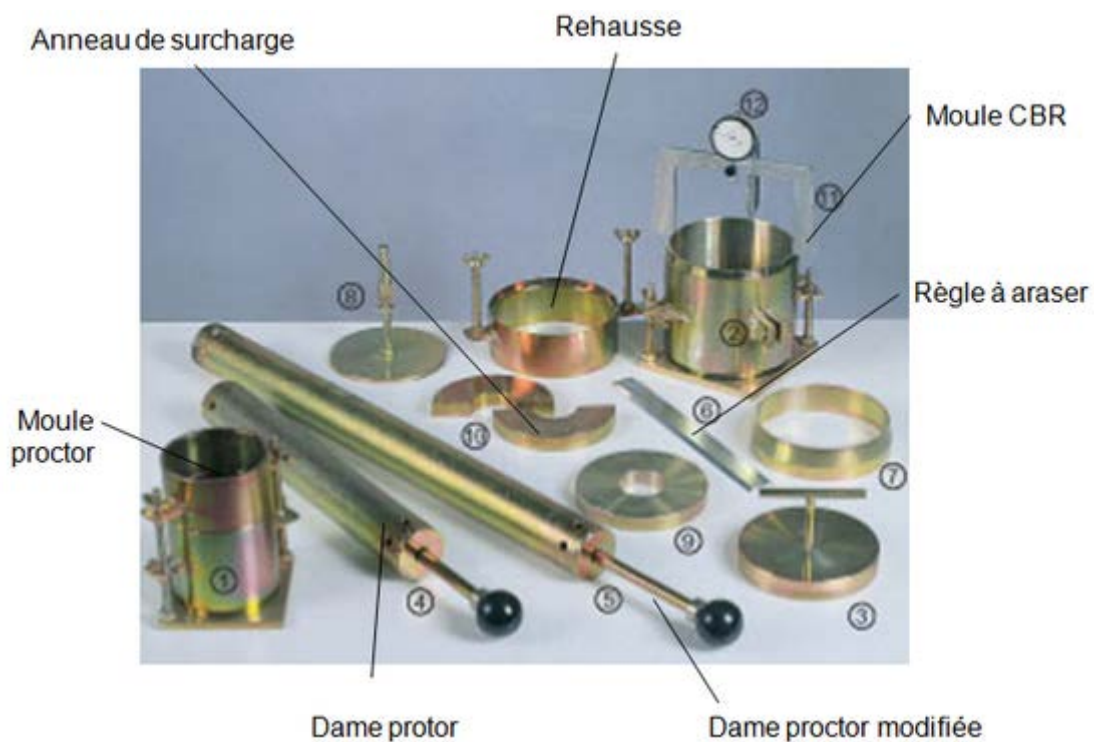


Figure IV.8:Appareillage Proctor.

IV.5.4. Essais réalisés

Au niveau du laboratoire de notre faculté, nous avons réalisé une série d'essai Proctor modifié sur des échantillons de schiste avec différents pourcentages de plastique à savoir:

- Schiste seul;
- Mélange de schiste + 2% de plastique recyclé ;
- Mélange de schiste + 3.5% de plastique recyclé;
- Mélange de schiste + 5% de plastique recyclé;
- Mélange de schiste + 8% de plastique recyclé.

IV.5.5. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- La masse du matériau sec contenue dans le moule ;
- La masse volumique du sol humide ;
- La densité sèche γ_d .

On portera chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats ainsi que les courbes obtenus sont présentés ci-dessous :

Schiste + 0% plastique

Tableau IV.1: Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste seul.

| Essais | Teneur en eau w (%) | Densité sèche (ρ_d / ρ_w) |
|------------|---------------------|-------------------------------------|
| Essai n'01 | 1.50 | 2.12 |
| Essai n'02 | 2.06 | 2.17 |
| Essai n'03 | 3.76 | 2.27 |
| Essai n'04 | 5.89 | 2.18 |
| Essai n'05 | 7.02 | 2.12 |

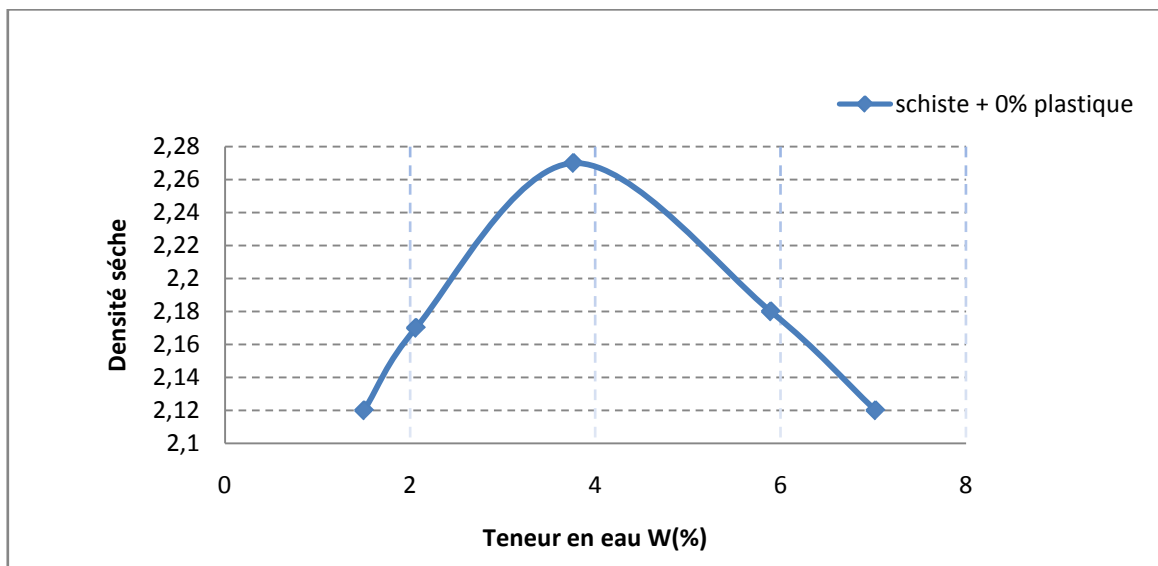


Figure IV.9: Courbe Proctor de schiste + 0% de verres

Schiste avec 2% plastique:

Tableau IV.2: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 2% plastique.

| | Teneur en eau W (%) | Densité γ_d |
|------------|---------------------|--------------------|
| Essai n'01 | 2.09 | 2.2 |
| Essai n'02 | 3.77 | 2.23 |
| Essai n'03 | 5.56 | 2.26 |
| Essai n'04 | 7.14 | 2.19 |

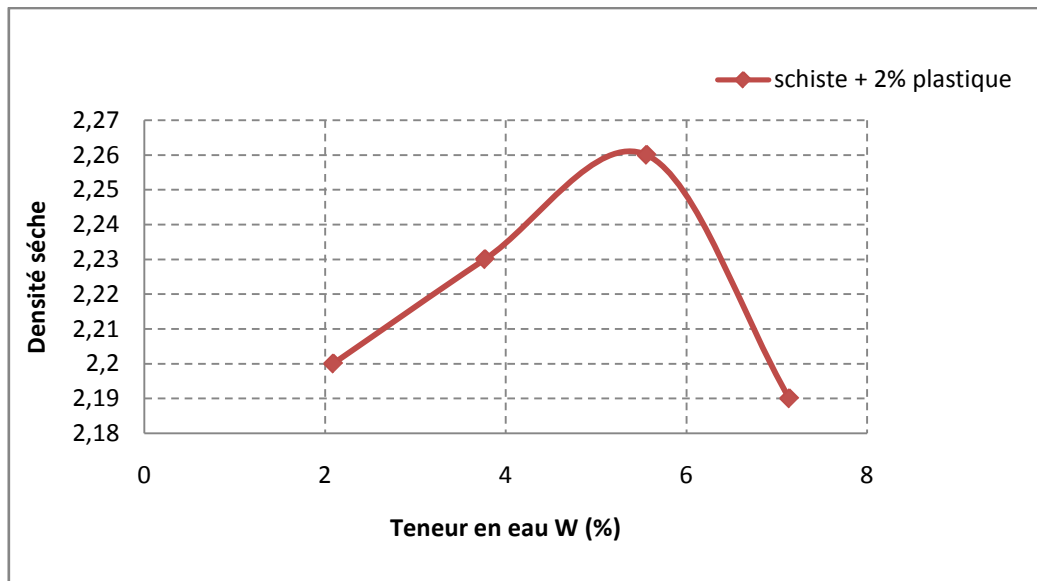


Figure IV.10: Courbe Proctor de schiste + 2% plastique

Schiste + 3.5% plastique

Tableau IV.3: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 3.5% plastique.

| | Teneur en eau W (%) | Densité γ_d |
|------------|---------------------|--------------------|
| Essai n'01 | 2.5 | 2.14 |
| Essai n'02 | 3.98 | 2.17 |
| Essai n'03 | 5.61 | 2.2 |
| Essai n'04 | 7.41 | 2.12 |

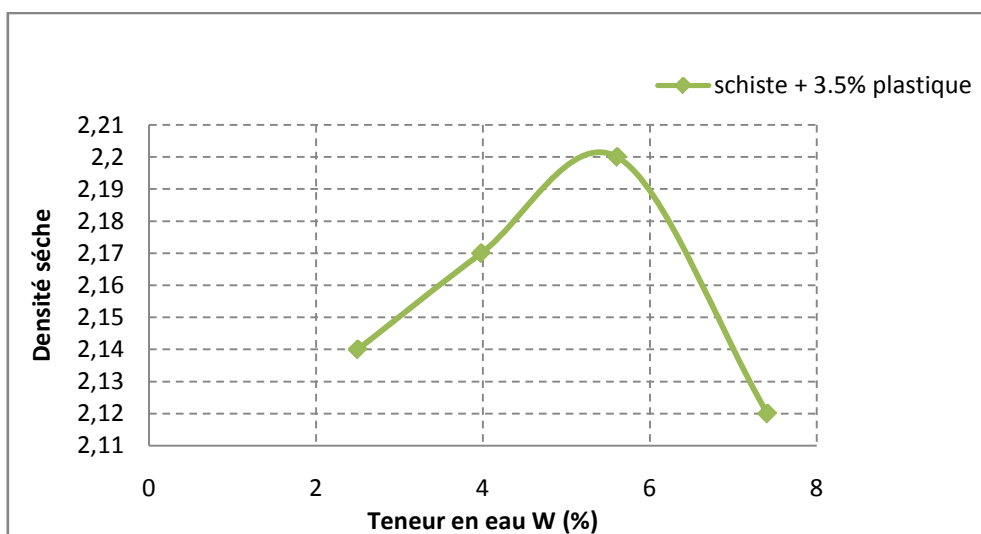


Figure IV.11: Courbe Proctor de schiste + 3.5% plastique

Schiste + 5% plastique

Tableau IV.4: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 5% plastique.

| | Teneur en eau W (%) | Densité γ_d |
|------------|---------------------|--------------------|
| Essai n'01 | 3.19 | 2.07 |
| Essai n'02 | 4.2 | 2.1 |
| Essai n'03 | 5.54 | 2.14 |
| Essai n'04 | 6.6 | 2.11 |
| Essai n'05 | 7.21 | 2.07 |

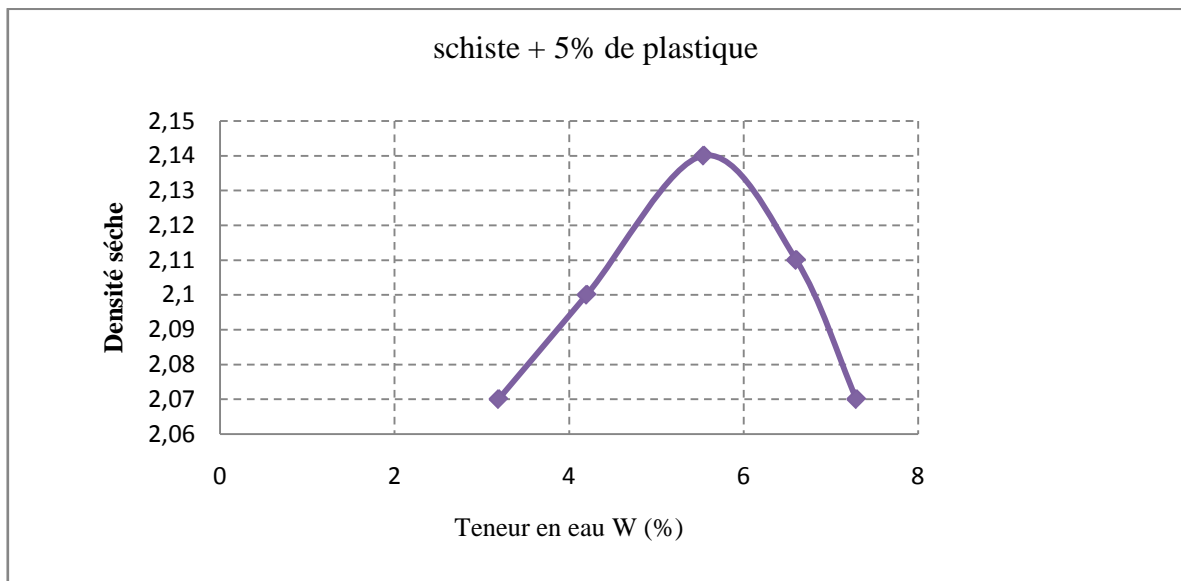


Figure IV.12: Courbe Proctor de schiste + 5% plastique

Schiste + 8% Plastique

Tableau IV.5: Résultats de l'essai Proctor modifié pour schiste + 8% plastique.

| | Teneur en eau W (%) | Densité γ_d |
|------------|---------------------|--------------------|
| Essai n'01 | 2 | 1.93 |
| Essai n'02 | 3.37 | 1.96 |
| Essai n'03 | 5.91 | 1.98 |
| Essai n'04 | 7.18 | 1.92 |

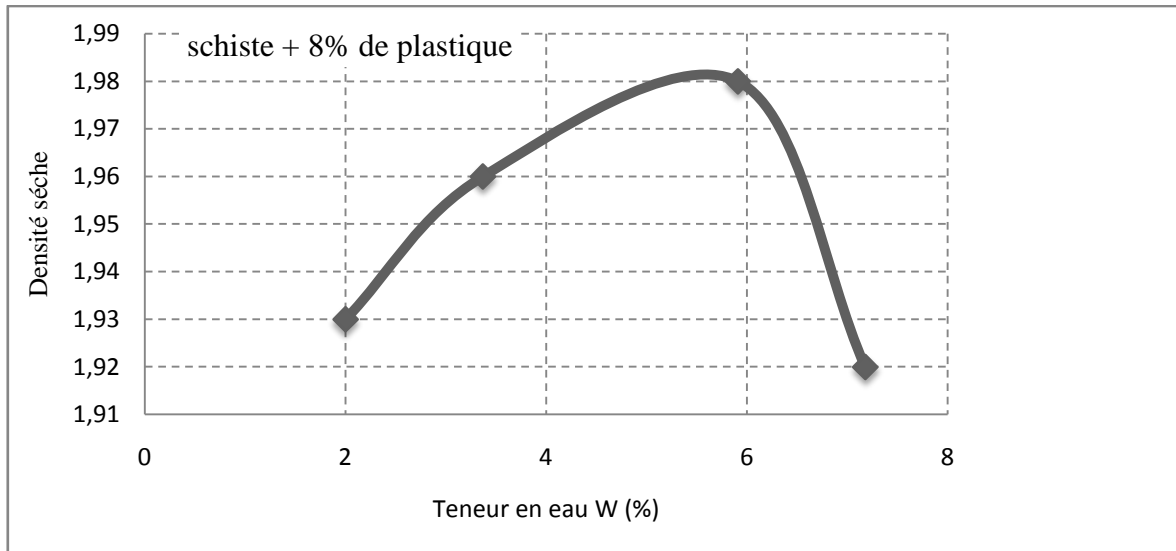


Figure IV.13: Courbe Proctor de schiste + 8% plastique

Courbe comparative de tous les échantillons

Les courbes Proctor obtenues pour les différents mélanges sont regroupées sur la figure ci-dessous.

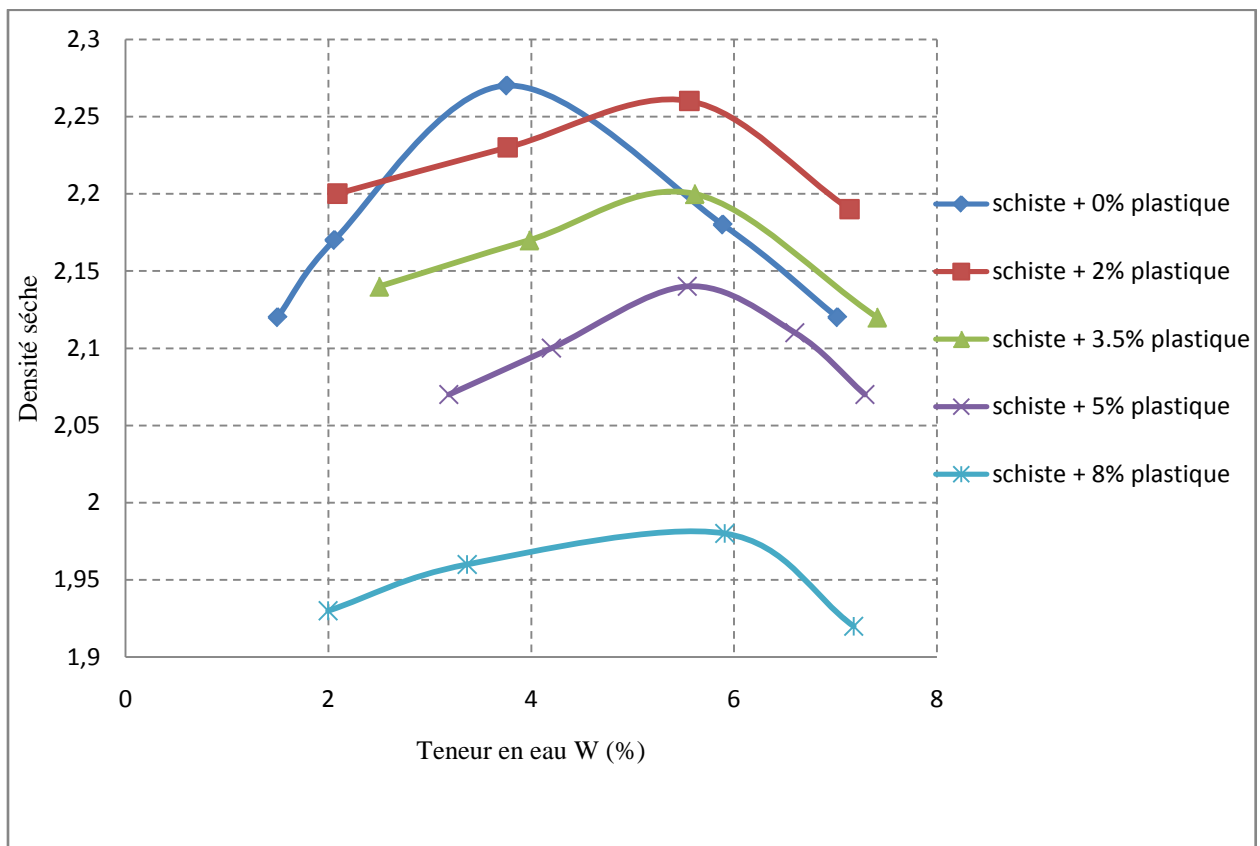


Figure IV.14: Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

À partir de la figure IV.14, nous constatons que les courbes obtenues Proctor ont une allure en forme de cloche moyennement bombée, elles présentent généralement un pic plus ou moins apparent présentant la teneur en eau optimale (w_{opt}) appelée "optimum Proctor".

Ce point représente la teneur en eau donnant la densité sèche maximale de du matériau utilisé. Il est à signaler que les courbes Proctor des échantillons contenant des déchets plastiques (schiste + 8% plastique) sont moins bombées relativement à la courbe Proctor du schiste seul. Ceci, permet de dire que l'ajout du plastique rend les échantillons de moins en moins sensibles à l'eau et donc plus stables en présence d'eau.

Les teneurs en eau optimales ainsi que les densités sèches maximales obtenues sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.6: Récapitulatif des teneurs en eau optimales ainsi que des densités sèches maximales.

| Echantillon | w_{opt} (%) | Densité sèche maximale |
|--------------------------|---------------|------------------------|
| Schiste + 0% plastique | 4.5 | 2.29 |
| Schiste + 2% plastique | 5.0 | 2.26 |
| Schiste + 3.5% plastique | 5.3 | 2.20 |
| Schiste + 5% plastique | 5.5 | 2.14 |
| Schiste + 8% plastique | 5.6 | 1.98 |

Densité sèche maximale pour les mélanges de schiste + déchets plastiques

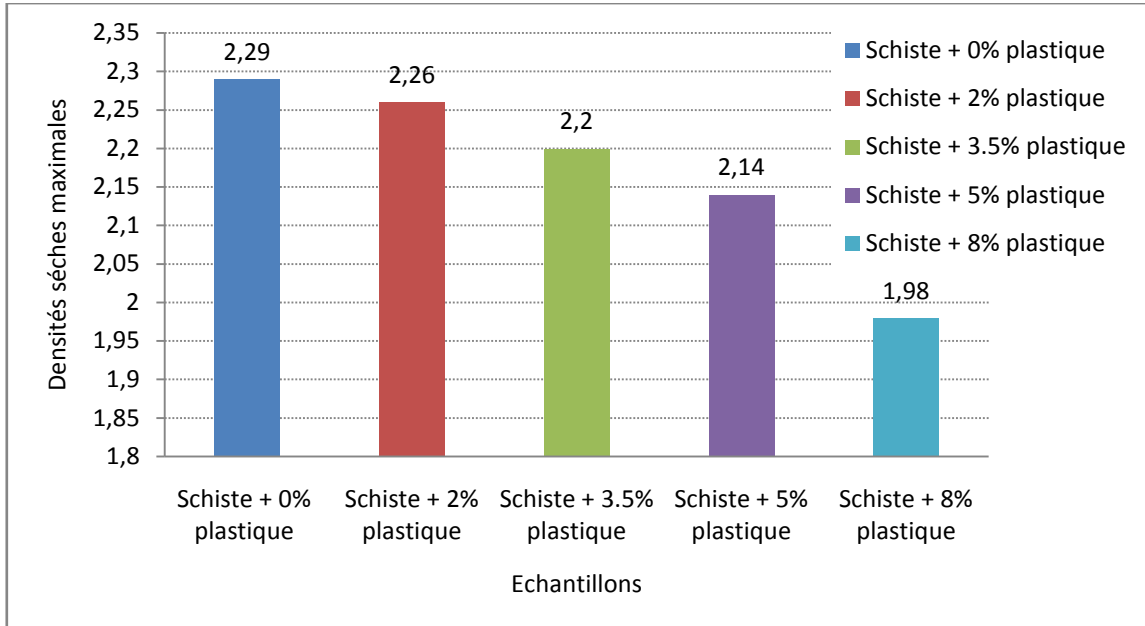


Figure IV.15: Évolutions des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de plastique.

Les résultats présentés sur la figure IV.15 relatifs au compactage des différents échantillons, permettent de constater que les densités sèches diminuent au fur et à mesure que la quantité de plastique augmente dans l'échantillon. Ceci peut être dû au fait que le plastique de forme plate

associé à la structure feuilleté dite schisteuses des granulats de schiste amorti l'énergie de compactage appliquée et réduit son effet sur la structure globale de l'échantillon. Toutefois, les valeurs de densités de l'ensemble des échantillons comprises entre 1.8 et 2.6 permettent de dire que ces matériaux restent acceptables pour les corps et chaussée du point de vue compactage. Cet intervalle de densité (intervalle de référence) est généralement adopté par différentes entreprises pour le choix des granulats routiers.

Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste + déchets plastiques

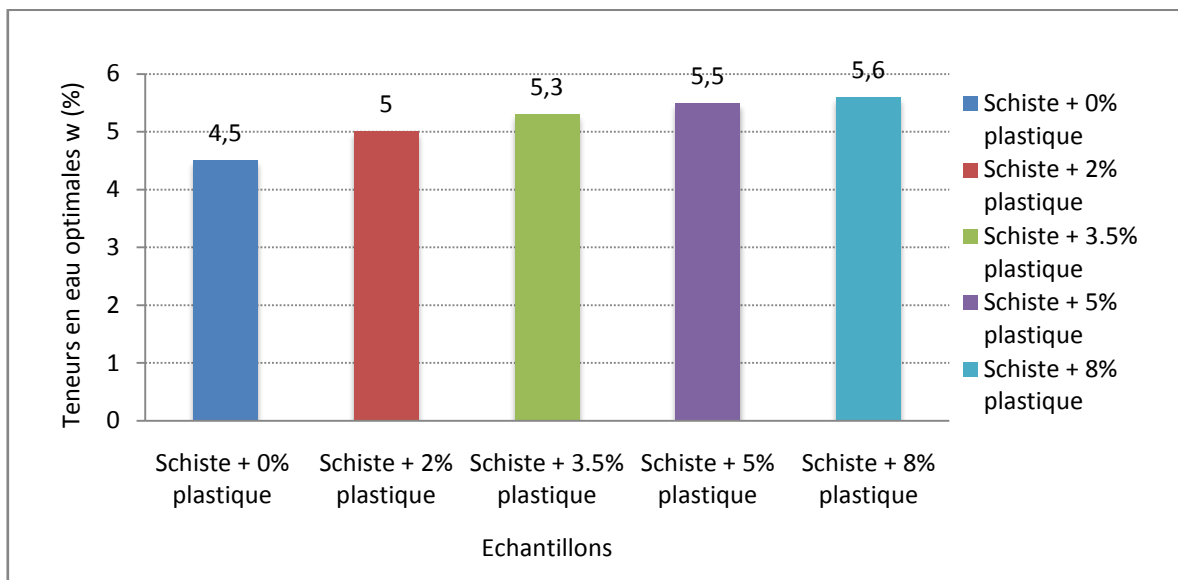


Figure IV.16: Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage de plastique.

Contrairement aux densités sèches maximales, les teneurs en eau optimales augmentent légèrement au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente. En effet, comme il a été constaté précédemment, les mélanges deviennent moins denses avec l'ajout du plastique, ce qui se traduit par un accroissement de la proportion des vides dans la structure des échantillons. Ces vides sont généralement occupés par l'eau de compactage. Ce qui explique l'augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la proportion du plastique dans l'échantillon.

Une autre explication peut être également présentée pour justifier cette augmentation de la teneur en eau en fonction de l'ajout du plastique. A l'effritement des éprouvettes compactées nous avons observé que certains morceaux du plastique se roulent sur eux même créant des poches d'air (vides). Ces dernières peuvent être remplies d'eau au cours du compactage, ce qui fait augmenter la teneur en eau optimale en fonction de l'augmentation de la proportion du plastique dans l'échantillon.

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus aux essais de compactage, nous pouvons conclure que les mélanges étudiés ont présenté des caractéristiques intéressantes au compactage et peuvent être ainsi proposés pour une utilisation dans les couches inférieures de chaussées de moyen à fort trafic de classe inférieure à T3 (CETBP 1984). Reste à étudier leur comportement sous d'autres types de sollicitations.

IV.6. Essais de portance CBR (California Bearing Ratio) (Cordary 1994, Dupain 2009)

Etant l'un des principaux essais routiers, l'essai CBR permet la classification d'un sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terres ou des assises de chaussées, en mesurant sa portance (résistance au poinçonnement) relative par rapport à un sol de référence, permettant ainsi l'observation du comportement du matériau vis à vis de sa densification ainsi qu'un aperçu de sa résistance en contact avec l'eau.

L'essai CBR nous permet de déterminer les trois indices suivants :

- L'indice Portant immédiat (IPI) : Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux.
- L'indice C.B.R. immédiat (CBR): Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau.
- L'indice C.B.R. après immersion : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

IV.6.1. Principe de l'essai (NF P94-078)

Après avoir compacté le matériau étudié en fonction des résultats obtenus au niveau de l'essai Proctor modifié (w_{opt} et densité sèche optimale), nous procéderons au poinçonnement à l'aide d'un piston normalisé de 19.35 cm^2 , enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn .

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 KN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{I (2.5)} = \text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100 / 13.5 \\ \mathbf{I (5)} = \text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100 / 20 \end{array} \right.$$

Plus l'indice CBR est grand, plus la capacité portante du sol est meilleure.

Dans le cas de l'indice CBR immergé, le gonflement linéaire relatif G est calculé en utilisant la formule suivante :

$$G = (\Delta h / H) \times 100$$

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm).

H: hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116mm.

IV.6.2. Matériel utilisé

Pour la confection des éprouvettes, nous aurons besoins: d'un moule CBR, d'une dame Proctor modifiée, d'un disque d'espacement, d'une règle à araser, d'un bac, d'une éprouvette graduée, d'une balance et d'une étuve.



Figure IV.17 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Pour ce qui est du matériel de poinçonnement: il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur.



Figure IV. 18: Presse CBR.

IV.6.3. Mode opératoire

a. Préparation des échantillons

Les échantillons à poinçonner sont compactées dans les conditions de l'optimum, à différentes teneurs en plastique. Une fois préparées, nous passerons à l'étape du poinçonnement à la presse CBR.

b. Détermination de l'indice CBR

- Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston. Procéder au poinçonnement de la manière suivante :
- Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.
- Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.
- Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
- L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer par la suite sa teneur en eau.

c. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

- Placer un papier filtre à la surface puis disposer au-dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.
- Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.
- Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2cm l'éprouvette.
- Effectuer la mise à zéro du comparateur.
- Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur.
- Retirer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement et laisser égoutter quelques minutes.
- Placer l'échantillon sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.



Figure IV.19 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

IV.6.4. Expression des résultats

Les résultats obtenus pour les essais CBR immédiats sont présentés ci-dessous

Ils sont interprétés relativement aux valeurs du tableau suivant

Tableau IV.7: Classe de portance aux essais CBR (CEBTP,1984)

| Essieu équivalent de 13 tonnes | Classe de la plate-forme |
|--------------------------------|---------------------------|
| CBR < 5 | S1 (portance très faible) |
| 5 < CBR < 10 | S2 (portance faible) |
| 10 < CBR < 15 | S3 (portance moyenne) |
| 15 < CBR < 30 | S4 (portance élevé) |
| CBR > 30 | S5 (portance très élevée) |

IV.6.4.1. Interprétation des résultats (CBR)

Tableau IV.8: Résultats des essais CBR immédiat.

| Echantillon | Gonflement (%) | w (%) | I _(2.5) | I ₍₅₎ | CBR |
|----------------|----------------|-------|--------------------|------------------|-------|
| 0% plastique | 0 | 4.5 | 41.72 | 55.06 | 55.06 |
| 2% plastique | 0 | 5.0 | 16.49 | 34.75 | 34.75 |
| 3.5% plastique | 0 | 5.3 | 15.63 | 30.37 | 30.37 |
| 5% plastique | 0 | 5.5 | 14.94 | 28.50 | 28.50 |
| 8% plastique | 0 | 5.6 | 06.53 | 12.61 | 12.61 |

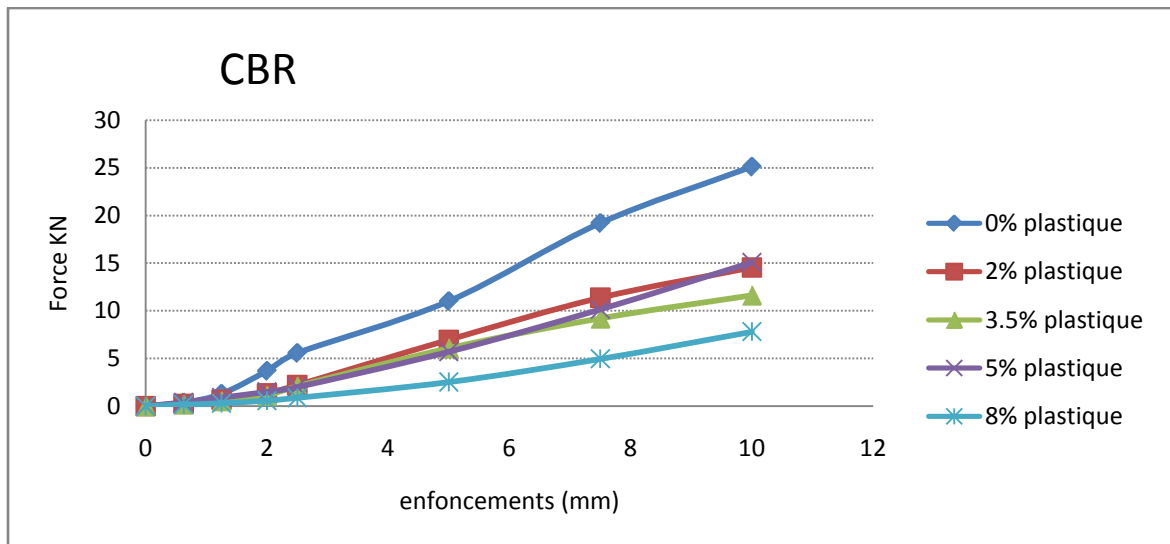


Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces (cas des IPI).

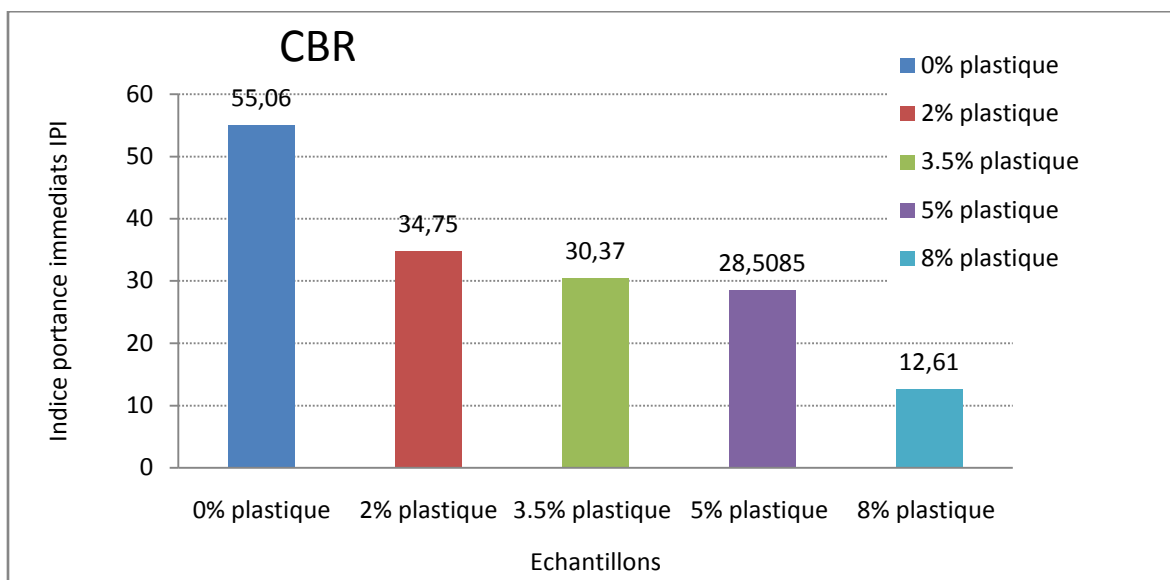


Figure IV.21: Evolution des CBR en fonction des pourcentages de plastique.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés sur la figure IV.20, permettent de constater à première vue que les courbes enfoncements-forces correspondantes aux mélanges (schiste + déchets plastiques) se regroupent en un fuseau inférieur qui se distingue clairement de la courbe correspondante au schiste seul, ceci se traduit directement sur les portances des échantillons. En effet, la portance des mélanges diminue au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente. Elle passe de 55.06 pour le schiste seul à 12.61 pour le mélange à 8% de plastique. Ceci peut être dû à la flexibilité du plastique qui a plus tendance à se déformer et à se comprimer sous poinçonnement que de s'opposer au mouvement du piston poinçonnant l'échantillon.

Cette diminution de portance est assez importante, toutefois, les résistances (portances) développées relativement aux valeurs du tableau IV.10, sont considérées moyennes et même très élevées pour un taux de plastique au voisinage de 3,5%.

IV.6.4.2. Interprétation des résultats (CBRimm)

Pour les essais CBR après immersion les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau IV.9: Résultats des essais CBR immergé.

| Echantillon | Gonflement | w (%) | I _(2.5) | I ₍₅₎ | CBR _{imm} |
|----------------|------------|-------|--------------------|------------------|--------------------|
| 0% plastique | 0 | 4.5 | 16.83 | 17.83 | 17.83 |
| 2% plastique | 0 | 5.0 | 13.57 | 19.036 | 19.036 |
| 3.5% plastique | 0 | 5.3 | 10.65 | 24.65 | 24.65 |
| 5% plastique | 0 | 5.5 | 04.98 | 12.38 | 12.38 |
| 8% plastique | 0 | 5.6 | 03.34 | 09.97 | 09.97 |

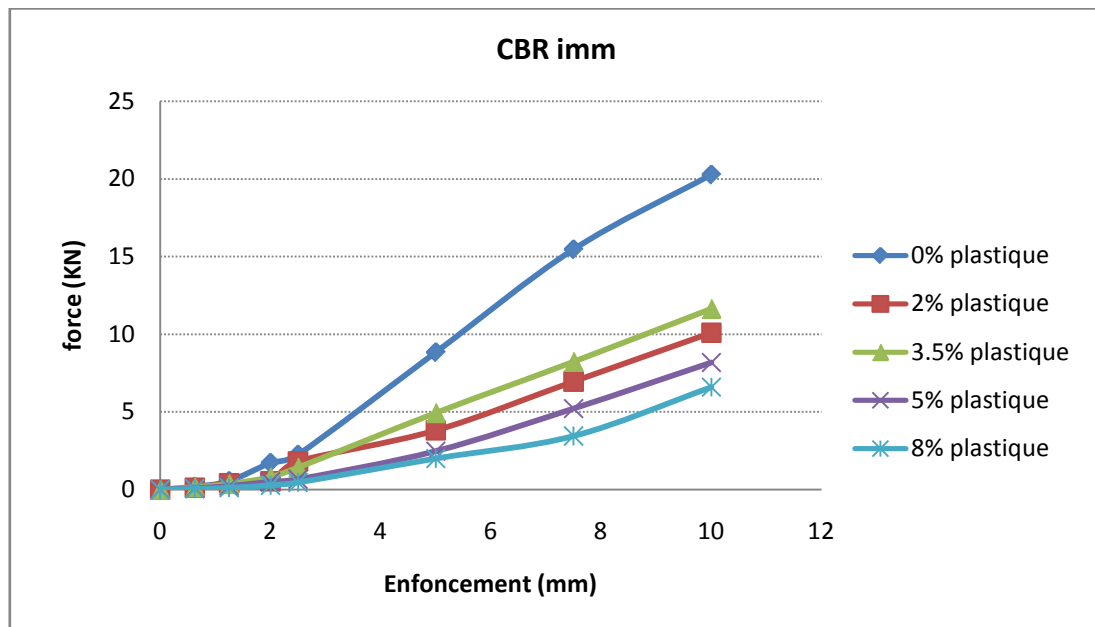


Figure IV.22 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBR imm).

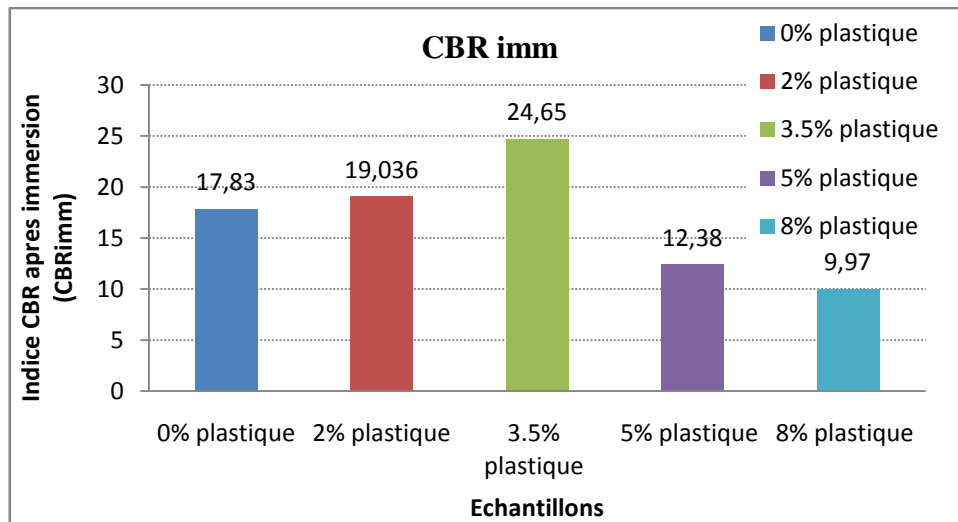


Figure IV.23: Evolution des CBR imm en fonction des pourcentages de plastique.

Les résultats d’essais de portance CBR réalisés après immersion présentés sur la figure IV.22, permettent de constater que les courbes enfoncements-forces correspondantes aux différents échantillons n’évoluent pas régulièrement avec la teneur en déchets plastiques, toutefois, elles se regroupent en un même fuseau.

Ceci se traduit en termes de portance par une certaine évolution positive présentée sur la figure IV.23. En effet, la portance des mélanges après immersion augmente progressivement avec l’ajout du plastique pour atteindre un maximum de 24,65 dans le cas des mélanges à 3,5% de plastique. Au-delà de cette proportion du plastique, les mélanges commencent à perdre de leurs portances pour atteindre un minimum de 9,97 dans le cas des mélanges à 8% de plastique. Le plastique en faible proportion peut présenter une meilleure portance que le matériau naturel (schiste) à l’état humide. Ce qui rend les mélanges plus résistants à l’état humide en présence d’une certaine proportion de plastique qui est de 3,5% dans le cas de cette étude. Au-delà de cette proportion, le plastique avec sa nature flexible et dominante influe négativement sur la portance des mélanges.

Cependant, les portances développées après immersion relativement aux valeurs du tableau IV.10, peuvent être considérées élevées pour un taux de plastique au voisinage de 3,5%. Par contre, elles deviennent moyennes à faibles pour des taux de plastique supérieurs à 5% et à 8% respectivement.

IV.6.4.3. Interprétation des résultats (CBR et CBRimm)

Figure IV.10: Résumé des résultats d'essai CBR (CBR et CBR imm)

| Echantillon | CBR | CBR imm |
|--------------------------|---------|---------|
| Schiste + 0% plastique | 55.06 | 17.83 |
| Schiste + 2% plastique | 34.75 | 19.036 |
| Schiste + 3.5% plastique | 30.37 | 24.65 |
| Schiste + 5% plastique | 28.5085 | 12.38 |
| Schiste + 8% plastique | 12.61 | 9.97 |

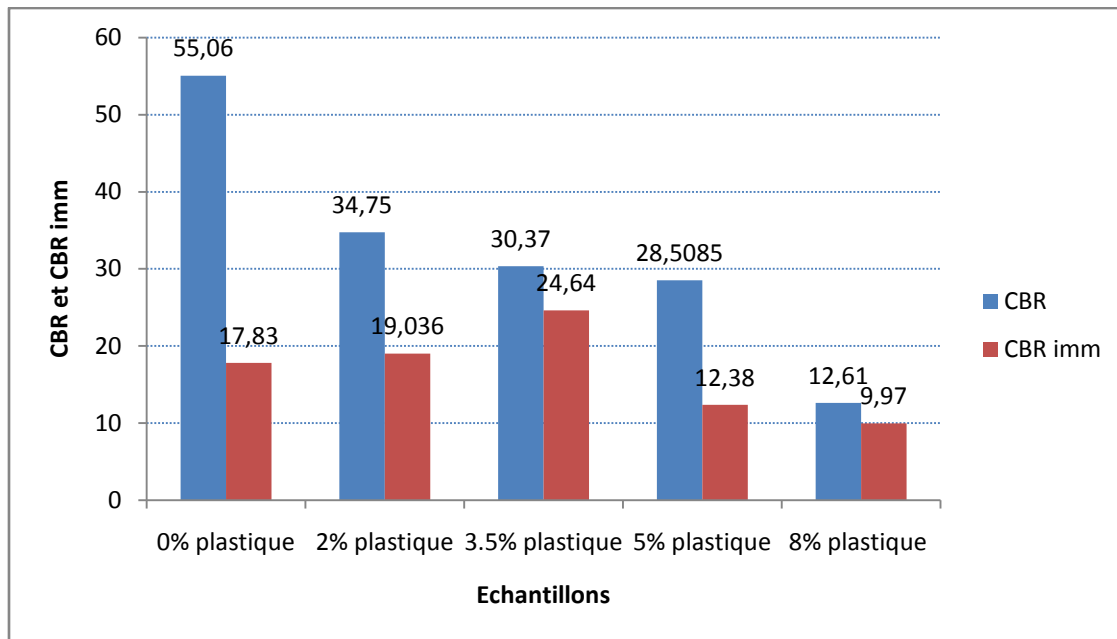


Figure IV .24: Courbes comparatives d'indices CBR et CBR imm.

A titre de comparaison, les résultats ci-dessus permettent de constater que les portances des échantillons étudiés avant immersion sont largement supérieures à celles développées après immersion. Toutefois, nous pouvons constater que l'écart des portances avant et après immersion est très excessif dans le cas des échantillons reconstitués de schiste seul. Tandis que cet écart, se réduit sensiblement avec l'ajout du plastique. Ceci, peut être signe d'une meilleure stabilité des mélanges en présence de variations hydriques relativement au schiste seul.

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats obtenus aux essais de compactage Proctor et aux essais de portance CBR. En se basant particulièrement sur ces résultats, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés (mélange de schiste + déchets plastiques) ont présenté dans certains cas des comportements très intéressants, particulièrement pour des teneurs en plastiques au voisinage de 3,5%. De tels mélanges peuvent être proposés pour une utilisation en couches inférieures de chaussées (couches de fondations et couches de base) de faible à moyen trafic, à condition d'obtenir des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations. Certains de ces essais feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE V

ESSAIS ROUTIERS

V.1. Introduction

Certaines caractéristiques mécaniques des granulats ne sont pas déterminées par les différents essais mécaniques cités précédemment. Il existe par contre, d'autres essais permettant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages bien spécifiques, à savoir, les constructions routières. Dans ce cas particulier, les granulats qui leur sont destinés doivent présenter une certaine résistance aux chocs et à l'usure.

V.2. Essai Micro Deval (NF P 18-572).

V.2.1 Définition et but de l'essai (Dupain 2009)

L'essai permet la détermination de la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Le matériau évolue pendant l'essai par frottement des éléments les uns contre les autres, sur le cylindre de la machine en rotation et sur les boulets (charge abrasive) à sec ou en présence d'eau. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires : 4-6.3mm; 6.3-10 mm; 10-14 mm; 25-50 mm. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée.



Figure V.1 : Machine de l'essai Micro-Deval.

V.2.2. Objectif de l'essai

L'essai a pour objectif la détermination du coefficient d'usure par attribution (frottement mutuels) des granulats en présence d'eau à l'aide de l'appareil Micro Deval.

V.2.3. Matériels utilisés

1- Comme nous le montre la figure V.1, La machine Micro Deval comporte: Un à quatre cylindres creux en acier inox ayant un diamètre intérieur de 200 ± 1 mm et une longueur utiles

de 154 ± 1 mm pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm et de 400 ± 2 mm pour les 25 – 50 mm.

Les cylindres d'essai ont une épaisseur supérieure ou égale à 3 mm. Ils sont posés sur deux arbres horizontaux soudés sur un châssis métallique tubulaire. Chaque cylindre est fermé à une extrémité par un couvert plat d'environ 8 mm d'épaisseur. L'étanchéité est assurée par un joint placé sur le couvercle. Chaque cylindre contient un échantillon. La rotation des cylindres est obtenue grâce à deux arbres, recouverts en téflon, sur lesquels le ou les cylindres appuient. La rotation arrive à travers un rapport de courroie. Le nombre de rotations est comptabilisé à l'aide d'un compteur placé sur le panneau de commande.

La charge est constituée par des billes sphériques en acier inox de 10 ± 0.5 mm de diamètre environ. Les diamètres doivent être contrôlés régulièrement ; il ne faut plus utiliser celles qui passent à travers une passoire de 9,5 mm ou entre deux barres parallèles de 9,5 mm.

Un moteur, d'environ 1kW, assurant au tambour de la machine une vitesse de rotation régulière de 100 ± 5 mm tr/min. un bac destiné à recueillir les matériaux après essai, un compte tours de type rotatif, arrêtant automatiquement le moteur au nombre de tours voulu.

2- Un jeu de tamis de 1,6 – 4 – 6,3 – 8 – 10 – 14 – 25 – 40– 50mm. Leur diamètre ne devra pas être inférieur à 200 mm.

3- Une balance précise au gramme, de portée au moins égale à 10 kg.

4 - Une étuve à 105 °c.

5 -Des bacs et des truelles.

V.2.4. Mode opératoire

- Mettre dans le cylindre 500g de notre matériau d'une fraction de : 6-6.3; 6.3-10; ou de 10-14;
- Ajouter les poids de la charge abrasive selon le type de classe granulaire;
- Complete avec 2.5 litres d'eau ;
- Régler la machine à 1200 tours.



Figure V.2 : Mode opératoire de l'essai micro Deval.

Tableau V.1: Charge abrasive en fonction de la classe granulaire.

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

Une fois l'essai terminé, on procède à la séparation de l'échantillon obtenu des billes d'acier, par lavage des granulats restants au tamis de 1.6mm en éliminant tous les passants de ce tamis. Une fois le lavage finis on procédera au séchage puis à la pesée du refus au tamis 1.6mm.

Le coefficient M_{DE} est déterminé par la loi suivante: $MDE = \frac{M-m}{M} \times 100$

Avec :

M: Masse de l'échantillon avant essai.

m: Masse du refus au tamis de 1.6mm.

Plus la valeur du MDE est élevée, moins le matériau est résistant à l'usure par abrasion.

- MDE < 20 bon matériau conforme pour travaux routiers.
- MDE < 45 matériaux pour couche de forme. (Fascicule 1 du guide technique SETRA)

Nous avons réalisé trois essais Micro Deval sur la classe 10 -14 à savoir;

- Schiste seul ;
- Schiste + 2% plastique ;
- Schiste + 5% plastique.

V.2. 5. Résultats et interprétations

- Schiste seul $MDE = \frac{500-240}{500} \times 100$

Tableau V.2: Calcul du coefficient Micro Deval.

| M(g) | m(g) | MDE (%) |
|------|------|---------|
| 500 | 240 | 52 |

- Schiste + 2% plastique $MDE = \frac{500-290}{2 \times 500} \times 100$

Tableau V.3: Calcul du coefficient Micro Deval.

| M(g) | m 5(g) | MDE % |
|------|--------|-------|
| 500 | 290 | 42 |

- Schiste + 5% plastique $MDE = \frac{500-290}{500} \times 100$

Tableau V.4: Calcul du coefficient Micro Deval.

| M(g) | m 5(g) | MDE % |
|------|--------|-------|
| 500 | 340 | 32 |

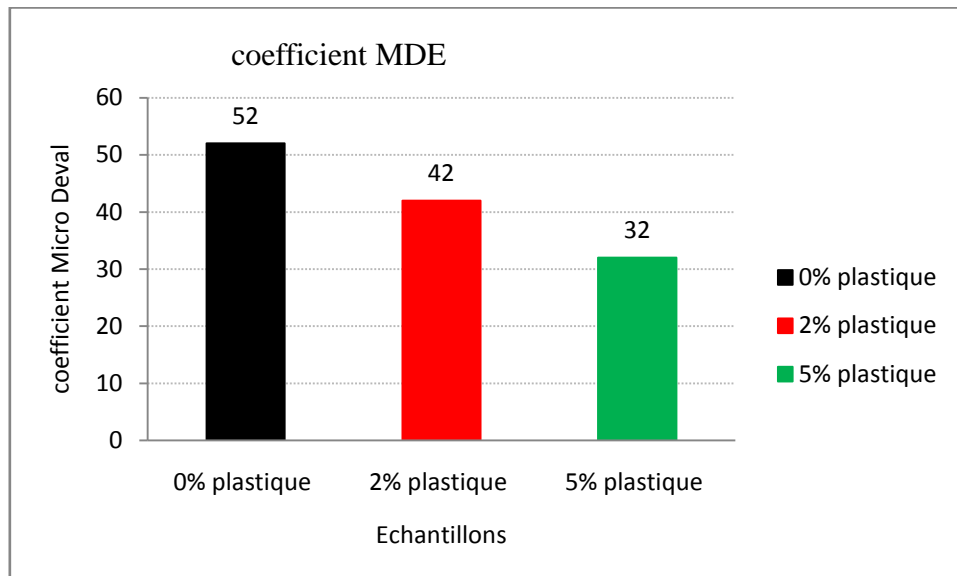


Figure V.3: Courbe comparative des essais Micro Deval.

Nous remarquons que le coefficient M_{DE} diminue au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente. En effet, il passe de 52 pour les échantillons de schiste seul (0% de plastique) à 32 pour les échantillons à 5% de plastique. Ceci peut être dû à la structure lisse (moins de frottement) et résistante en présence d'eau (non sensible à l'eau) des déchets plastiques. Ces résultats permettent ainsi de conclure que l'ajout de plastique rend les mélanges plus résistants à l'usure. Leur utilisation en couche de forme et en couches de fondations est fortement envisageable.

V.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573)

V.3.1. Définition (Dupain 2009)

L'essai Los Angeles permet la mesure de la résistance aux chocs des éléments d'un échantillon de granulats, mesurant ainsi la quantité d'éléments inférieurs à 1.6mm produite en les soumettant aux chocs de boulets normalisés.



Figure V.4 : Machine de l'essai Los Angeles.

V.3.2. Principe de l'essai

Après avoir lavé et tamiser les fractions 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm. On prélève une quantité de 5000 (g) en rajoutant la masse de boulets indiquée dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.5 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).

| Classe granulaire (mm) | Nombre de boulets | Masse de boulets (g) |
|------------------------|-------------------|----------------------|
| 4 - 6.3 | 7 | 3080 |
| 6.3 - 10 | 9 | 3960 |
| 10 - 14 | 11 | 4840 |

Pour notre essai, nous avons choisi la classe 10 -14 mm, nous avons donc ajouté en plus des 5000 g de schiste, 11 boulets comme indiqué dans le tableau V.5.

L'essai est mis en route en exécutant à la machine 500 rotations à une vitesse comprise entre 30 et 35 tr/min.

Une fois l'essai terminé, on reprend l'échantillon en faisant attention à ce qu'il n'y ait pas de perte.

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

$$L_A = \frac{M - m}{M} \times 100$$

Avec :

M: masse de l'échantillon avant essai.

m: masse du refus du tamis 1.6mm.

La figure V.5 illustre la mise en place des granulats et des boulets pour l'essai Los Angeles.



Figure V.5 : Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles.

Cet essai à été exécuté trois fois avec différents matériaux, à savoir :

- Schiste seul ;
- Schiste + 2% plastique ;
- Schiste + 5% plastique.

V.3.3. Résultats et interprétations

- Cas duschiste seul

Tableau V.6 : Calcul du coefficient Los Angeles pour les chiste seul.

| M (g) | m (g) | L _A (%) |
|-------|-------|--------------------|
| 5000 | 3838 | 23.24 |

Schiste + 2% plastique

Tableau V.7 : Calcul du coefficient Los Angeles pour schiste + 2% plastique.

| M (g) | m (g) | LA (%) |
|-------|-------|--------|
| 5000 | 3895 | 22.1 |

Schiste + 5% plastique

Tableau V.8 : Calcul du coefficient Los Angeles pour schiste + 5% plastique.

| M (g) | m (g) | LA (%) |
|-------|-------|--------|
| 5000 | 4002 | 19.96 |

Le tableau ci dessous donne les valeurs de référence du coefficient Los Angeles.

Tableau V.9: Valeur de référence du coefficient Los Angeles.

| Coefficient LA | Appréciation |
|----------------|----------------|
| <10 | Très bon à bon |
| 10 à 20 | Bon à moyen |
| 20 à 35 | Moyen à faible |
| > 35 | Médiocre |

Tableau V.10: Récapitulatif des résultats obtenus.

| Essai | M (g) | Mm (g) | LA (%) | Appréciation |
|---------------------------|-------|--------|--------|--------------|
| Schiste seul | 5000 | 3838 | 23.24 | Bon à moyen |
| Schiste + 2% de plastique | 5000 | 3895 | 22.1 | Bon à moyen |
| Schiste + 5% de plastique | 5000 | 4002 | 19.96 | Bon à moyen |

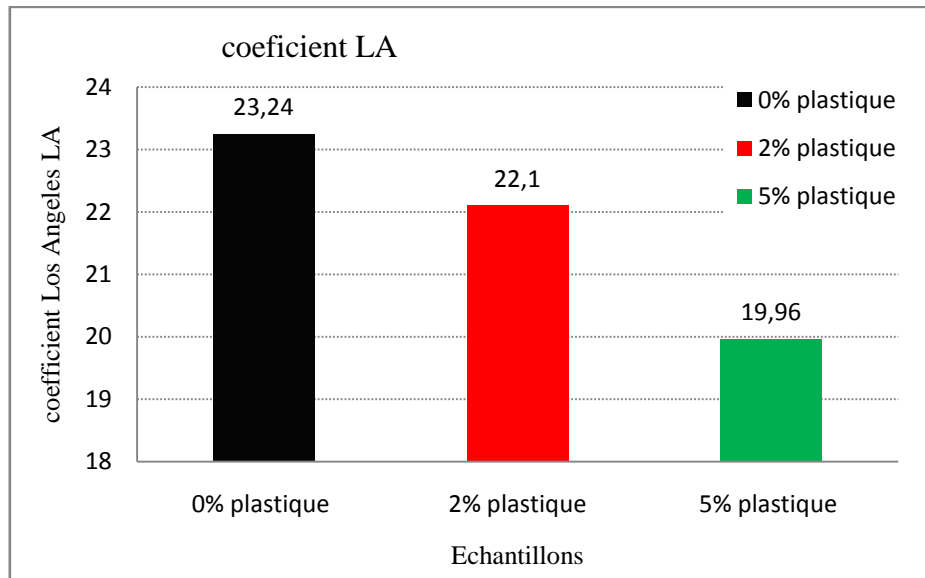


Figure V.6: Courbe comparative des essais Los Angeles.

La figure V.6 montre que le coefficient Los Angeles diminue au fur et à mesure que la teneur en plastique augmente. Ceci nous permet de déduire que le plastique améliore la résistance des mélanges aux chocs.

Tableau V.11: Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

| Catégorie | LA | MDE | LA + MDE | Domaine d'utilisation |
|-----------|------|------|----------|---|
| A | ≤ 20 | ≤ 15 | ≤ 25 | Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couches de roulement à trafic important. |
| B | ≤ 25 | ≤ 20 | ≤ 35 | Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important. |
| C | ≤ 30 | ≤ 25 | ≤ 45 | Matériau utilisable pour couches de fondations, et couches de base tout trafic. |
| D | ≤ 35 | ≤ 30 | ≤ 55 | Matériau utilisable pour couches de fondation toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à moyen trafic. |
| E | ≤ 45 | ≤ 45 | ≤ 80 | Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic. |
| F | > 45 | > 45 | > 80 | / |

Tableau V.12: Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

| | LA | MDE | LA + MDE | Catégorie |
|------------------------|-------|-----|----------|-----------|
| Schiste seul | 23.24 | 52 | 75.24 | E |
| Schiste + 2% plastique | 22.1 | 42 | 64.1 | E à D |
| Schiste +5% plastique | 19.96 | 32 | 51.96 | D à C |

Les résultats des essais réalisés récapitulés dans le tableau V.5, montrent que le schiste seul fait partie des matériaux classés dans la catégorie E. Ce qui permet son utilisation dans les couches de chaussées, avec ou sans traitement à définir selon le trafic. Avec l'ajout de 2% de plastique son classement peut être étendu aux matériaux de la catégorie D, utilisables pour couches de fondations toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à faible trafic dans notre cas. Avec l'ajout de 5% de plastique, les mélanges peuvent être proposés pour une utilisation en couches de fondations et en couches de base de moyen à fort trafic avec précaution peut être sous poids lourds.

V.4. Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (NF P 94- 056)

V.4.1 Principe de l'essai

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

V.4.2 Exécution de l'essai

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

Cette réduction s'exprime par le rapport : $DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}}$

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

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

Résultats obtenus

Après avoir effectué cet essai sur le matériau qui est le schiste, nous avons obtenu les résultats suivant :

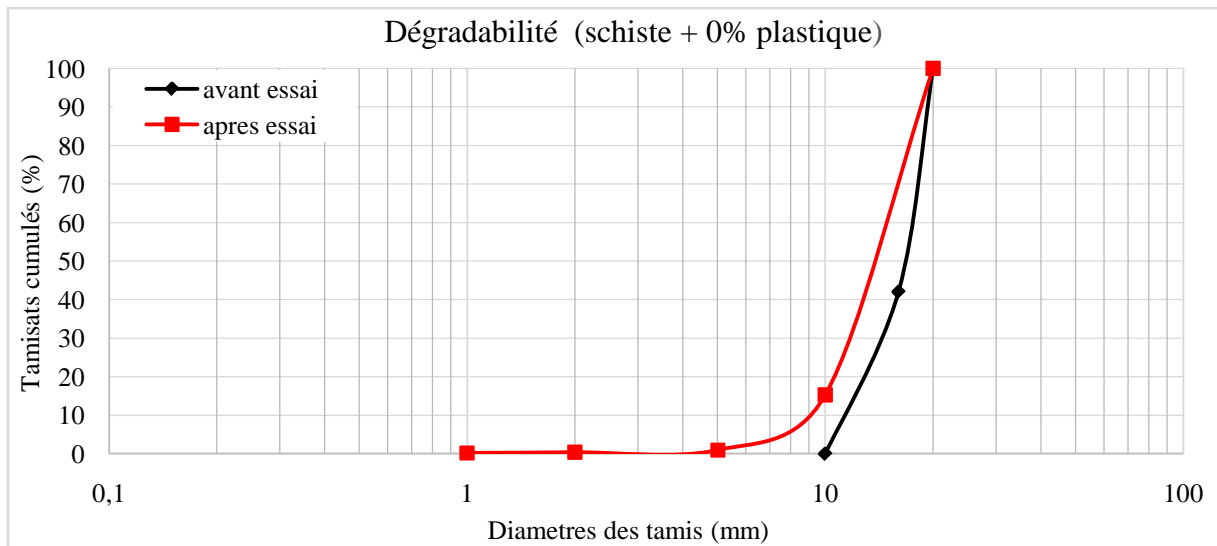


Figure V.7: Courbes granulométriques avant et après essais de dégradabilité (schiste + 0% plastique).

L'application numérique donne :

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{9,5} = 1.15$$

DG = 1.15

Tableau V.13: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG.

| Coefficient de dégradabilité DG | Nature du matériau |
|---------------------------------|---|
| DG < 5 | Matériaux rocheux peu dégradables |
| 5 < DG < 20 | Matériaux rocheux moyennement dégradables |
| DG > 20 | Matériaux rocheux très dégradables |

En se référant aux valeurs présentées dans le tableau V.11, nous déduisons que le schiste étudié fait partie des matériaux rocheux peu dégradables, (DG = 1.15 < 5). Son utilisation en couches de chaussées est très envisageable.

V.5. Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066)

V.5.1 Principe de l'essai

Cet essai consiste à déterminer la réduction de D₁₀ d'un échantillon de granularité d/D donné, soumis à un pilonnage conventionnel.

V.5.2. Mode opératoire

L'essai consiste à déterminer la réduction du D₁₀ d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée soumis à un pilonnage conventionnels selon la norme NF P 94-066

Cette réduction s'exprime par le rapport

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

La préparation de 2000g du matériau à la fraction 10/20mm s’effectue avec les tamis 10, 16, et 20mm. A la fin du pilonnage nous procédons au tamisage à sec de l’échantillon au travers la colonne de tamis suivante : 10, 5, 2, et 1mm.

Le pilonnage s’effectue en introduisant le matériau dans un moule CBR et en appliquant à la surface du matériau 100 coups de dame Proctor normal distribués conformément au mode de compactage décrit pour le compactage d’une couche dans un essai Proctor (voir NF P 94-093).

Nous avons effectué trois essais de fragmentabilité avec différents échantillons à savoir :

- Schiste seul;
- Schiste + 2% plastique;
- Schiste + 5% plastique.

V.5.3. Résultats et interprétations

- Schiste seul

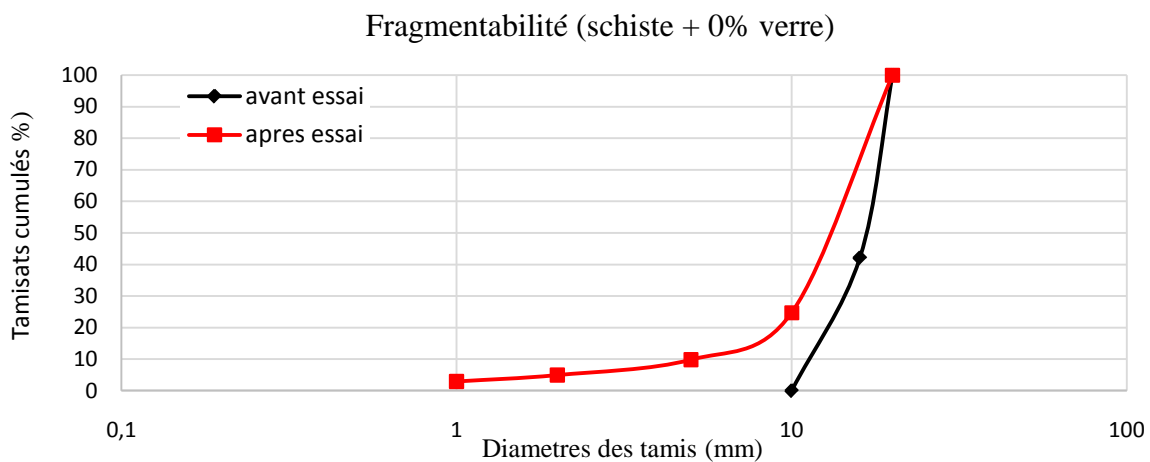


Figure V.8: Courbes granulométriques avant et après essais (schiste +0% plastique).

L'application numérique a donné :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5} = 2.4$$

$$FR = 2.4$$

Tableau V.14: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR.

| Coefficient de fragmentabilité (FR) | Nature du matériau |
|-------------------------------------|------------------------|
| FR < 7 | Roche peu fragmentable |
| FR > 7 | Roche fragmentable |

En se référant au tableau V.13 nous déduirons que le schiste est un matériau peu fragmentable ($FR = 2.4 < 7$).

- Schiste + 2% plastique

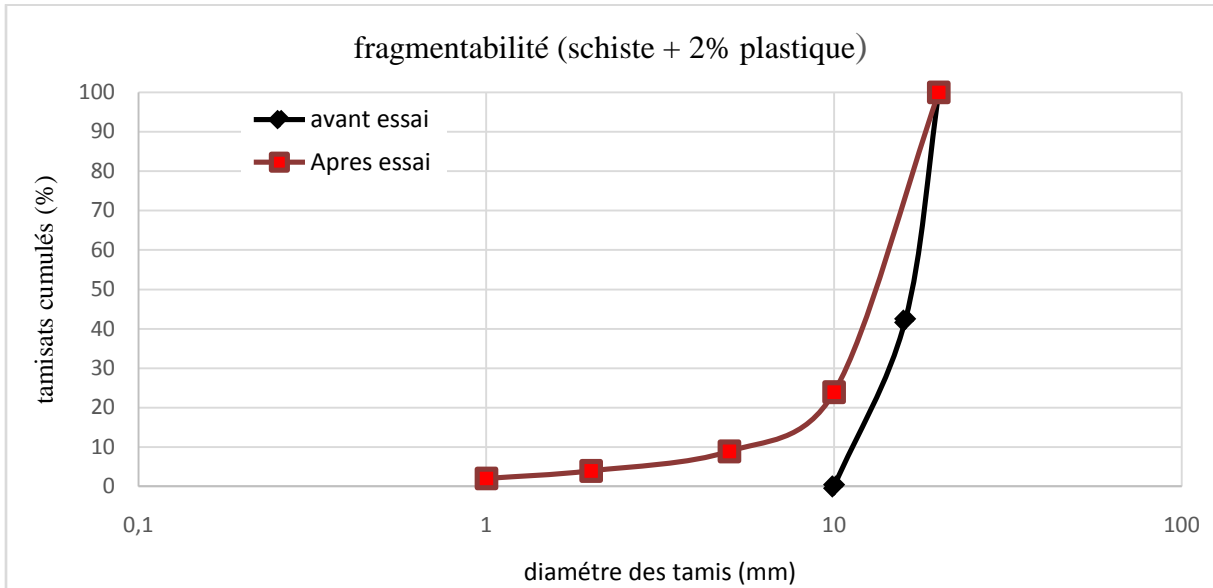


Figure V.9: Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 2% plastique.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5.5} = 2$$

FR = 2

- Schiste + 5% plastique

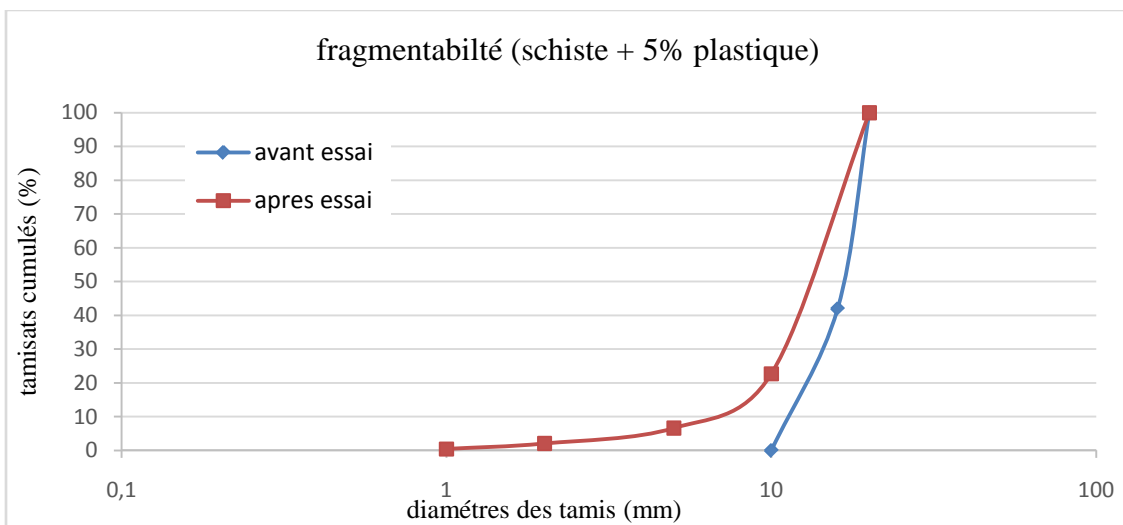


Figure V.10: Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 5% plastique.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{6.5} = 1.7$$

FR = 1.7

En se référant aux valeurs présentées dans le tableau V.13, nous déduisons que le schiste étudié fait partie des matériaux rocheux peu fragmentables, ($FR = 2.4 < 7$). Son utilisation en couches de chaussées est très possible. Toutefois, l'ajout du schiste améliore sensiblement la résistance à la fragmentation des mélanges. En effet, FR passe de 2.4 à 1.7 dans le cas du schiste avec 5% de plastique.

Cette amélioration peut être expliquée par la nature flexible du plastique qui amorti les coups de pilonnage et absorbe une partie d'énergie transmise aux grains du schiste, ce qui provoque moins d'écrasement en présence du plastique.

Les mélanges étudiés sont donc peu fragmentables et leur utilisation en couches de chaussées, particulièrement en couches inférieures (couches de forme, couches de fondations et éventuellement en couches de base) est fortement recommandée.

V.6. Conclusion

Les essais routiers que nous avons présentés dans ce chapitre (Los Angeles, Micro Deval, fragmentabilité, et dégradabilité) ont permis l'étude de la résistance des matériaux utilisés sous différentes sollicitations routières.

Pour étudier le comportement des mélanges présentés sous d'autres types de sollicitation et confirmer davantage leur utilisation dans la construction routière, nous les avons soumis à une série d'essais de cisaillement à la boîte. Les résultats obtenus feront l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE VI

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

VI.1. Introduction

La résistance au cisaillement préoccupe souvent les ingénieurs lors de la réalisation des différents ouvrages de génie civil (bâtiments, barrages, routes,...). Cette résistance est souvent difficile à déterminer surtout lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent. Cependant, elle peut être déterminée par plusieurs essais in situ ou au laboratoire.

Dans ce chapitre, sont présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire, tout en passant par quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai, ses avantages et ses inconvénients...etc.

IV.2. Notion de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture. Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage. (LCPC - 1987).

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces contraintes de cisaillement entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle « surfaces de glissement » ou « surfaces de la rupture ».

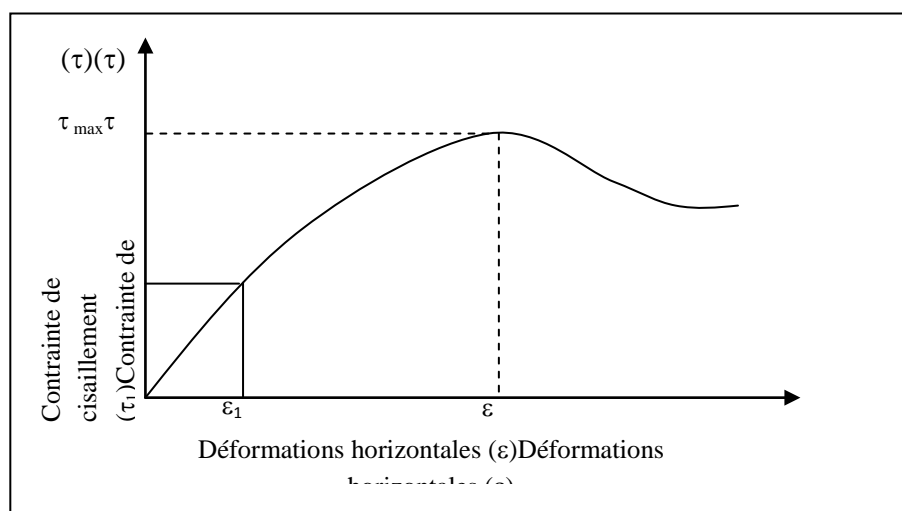


Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Selon le LCPC(1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} ;
 - La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
 - La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 .
- Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

VI.3. But de l'essai

Les valeurs de la résistance au cisaillement qui s'appliquent sur le plan de rupture ainsi définies, sont portées sur un graphe en fonction de la contrainte normale, illustrée sur la figure VI.2. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque », (LCPC, 1987).

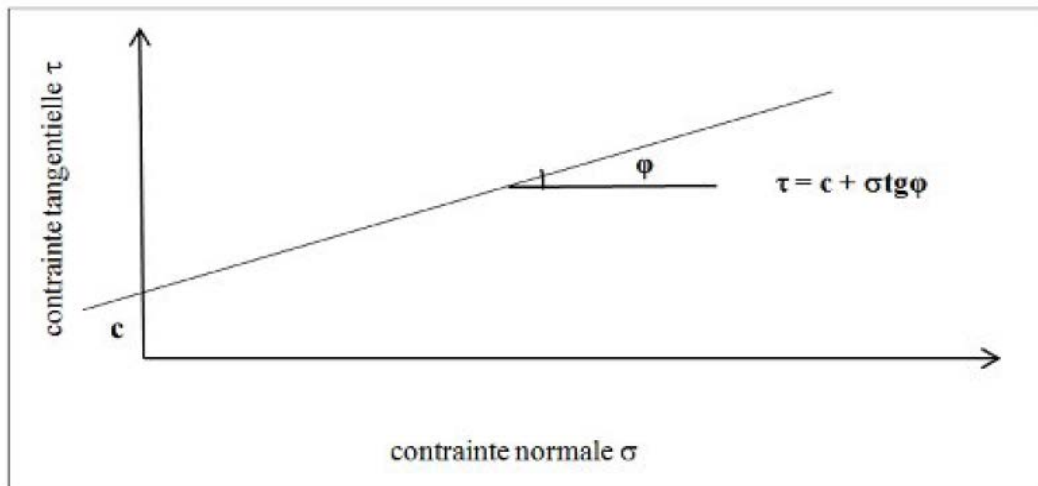


Figure VI.2 : Droite intrinsèque.

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé angle de frottement interne (φ) et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée la cohésion (c). L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

VI.4. Appareillage de cisaillement direct à la boîte

L'appareillage de cisaillement à la boîte comprend :

- La boîte de cisaillement de section intérieure $A = L \times L = (60 \times 60) \text{ mm}^2$, elle est composée de deux demi-boîtes ;
- Un système mécanique permettant d'appliquer les contraintes verticales désirées (contraintes normales) ;
- Un système mécanique permettant de déplacer horizontalement la demi-boîte inférieure ;
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillement ;

- Un comparateur indiquant les déformations horizontales ;
- Un comparateur indiquant les déplacements verticaux ;
- Un chronomètre pour prendre les mesures toutes les 15 secondes.

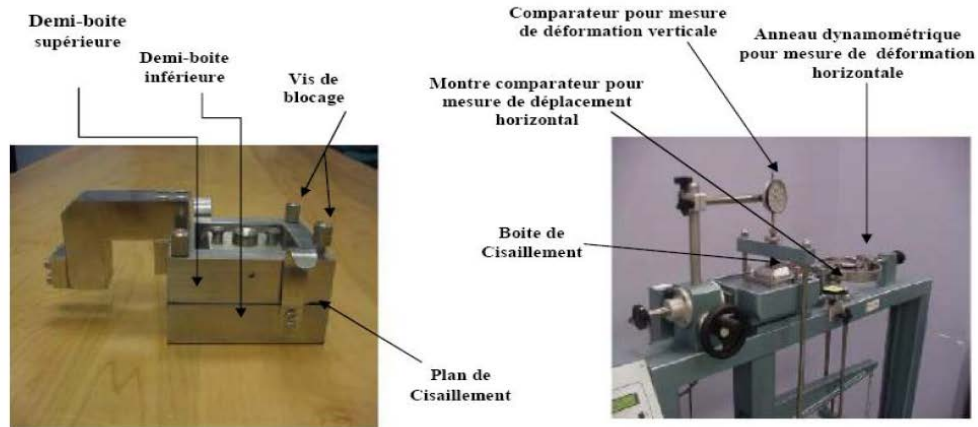


Figure VI.3 : Appareillage de cisaillement.

VI.5. Principe et mode opératoire

VI.5.1 Principe de l'essai

Le principe consiste à placer l'échantillon de sol à étudier entre deux demi-boîtes indépendantes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre dont le plan de séparation forme un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'échantillon. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. (Techouani, 1999).

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée. (LCPC 1987).

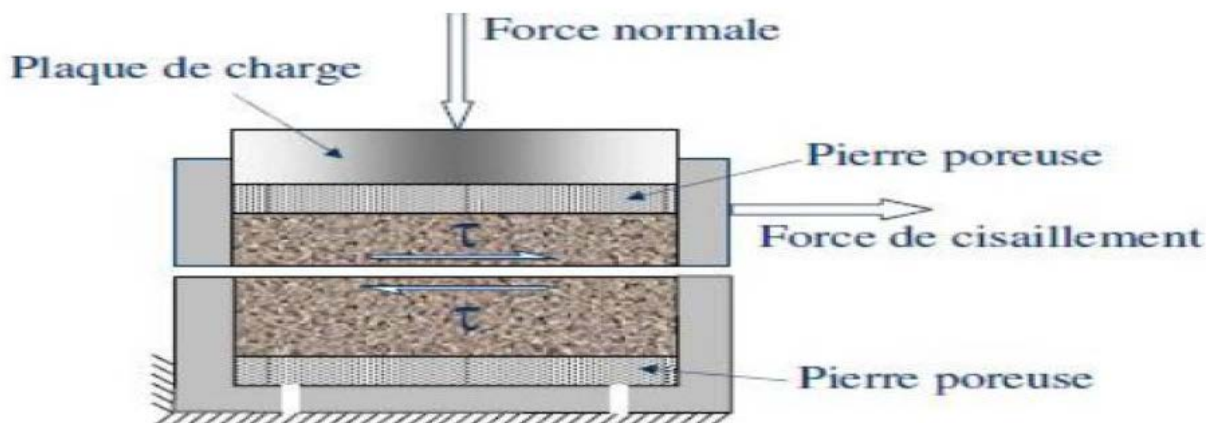


Figure VI.4: Principe de la boîte de cisaillement.

VI.5.2. Mode opératoire

1. Solidariser les deux demi-boîtes et mettre l'échantillon dans la boîte.
2. Placer la boîte sur le chariot et positionner les comparateurs ou capteurs pour prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle);
3. Appliquer sur la face supérieure un effort vertical N représentant les contraintes normales $\sigma = 100, 200, 300$ et 400 kPa ;
4. Régler tous les comparateurs à zéro et démarrer l'essai à une vitesse constante (0.5 mm/min) ;
5. Prendre les lectures simultanées sur les différents comparateurs (force, déplacement horizontal et déplacement vertical), à des intervalles de temps réguliers (toute les 15 secondes) ;
6. La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe $\tau = f(\Delta l)$, ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées, sinon l'essai est poursuivi jusqu'à la fin de course.

Anneau 60*60 mm²

Remplissage de la boîte



Fixation des deux demi-boîtes

Figure VI.5: Mode opératoire du cisaillement.

VI.5.3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement

Les caractéristiques de cisaillement c et ϕ varient en fonction

- Du type de sol ;
- De sa compacité et de sa plasticité ;
- De la teneur en eau ;
- Du degré de saturation ;
- De la vitesse de l'essai;
- Des conditions de drainage.

VI.5.4 Vitesse de l'essai

La vitesse de cisaillement dépend du type d'essai à réaliser (drainé ou non drainé), pour un essai drainé, choisir la vitesse la plus lente possible (LCPC, 1987). Par contre, dans le cas d'un essai non drainé, la vitesse de cisaillement est plus rapide, elle peut dépasser 1.5 mm/min, en fonction de la nature du sol.

VI.5.5. Influence de la nature du sol sur la résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est principalement assurée, soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains, soit par la cohésion qui lie les grains. La manifestation de l'un de ces paramètres est fonction de la nature du sol.

a. Sol pulvérulents

Les sols pulvérulents regroupent le gravier, le sable et le silt. Ils sont constitués de particules volumineuses, leur résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des grains.

Le frottement résulte de la rugosité superficielle des grains qui entrent en contact les uns avec les autres. Quant à l'enchevêtrement, il est surtout causé par les arrêtes plus ou moins angulaires de certains grains, qui en s'emboîtant dans les interstices entre les autres grains, créent une résistance au mouvement. Lorsque la contrainte normale (σ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents est presque nulle et les grains n'offrent pratiquement, aucune résistance au déplacement, (Robitaille et Tremblay, 1997).

L'angle de frottement interne dépend donc principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. Dans le cas des sols pulvérulents, la droite de Coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme (C) est nul. L'équation de Coulomb devient alors : $\tau = \sigma \tan \varphi$

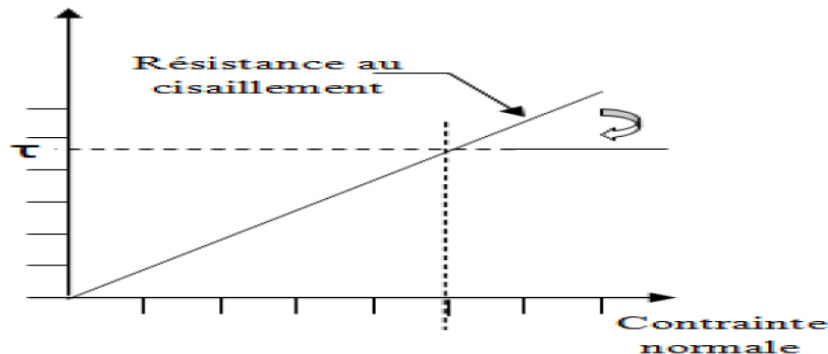


Figure VI.6: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol pulvérulents.

b. Sols purement cohérents

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée.

Cette cohésion est liée à la présence de charges électriques à la surface des particules d'argile, qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui sature souvent les sols cohérents. Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est généralement parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme φ est nul (Robitaille et Tremblay, 1997).

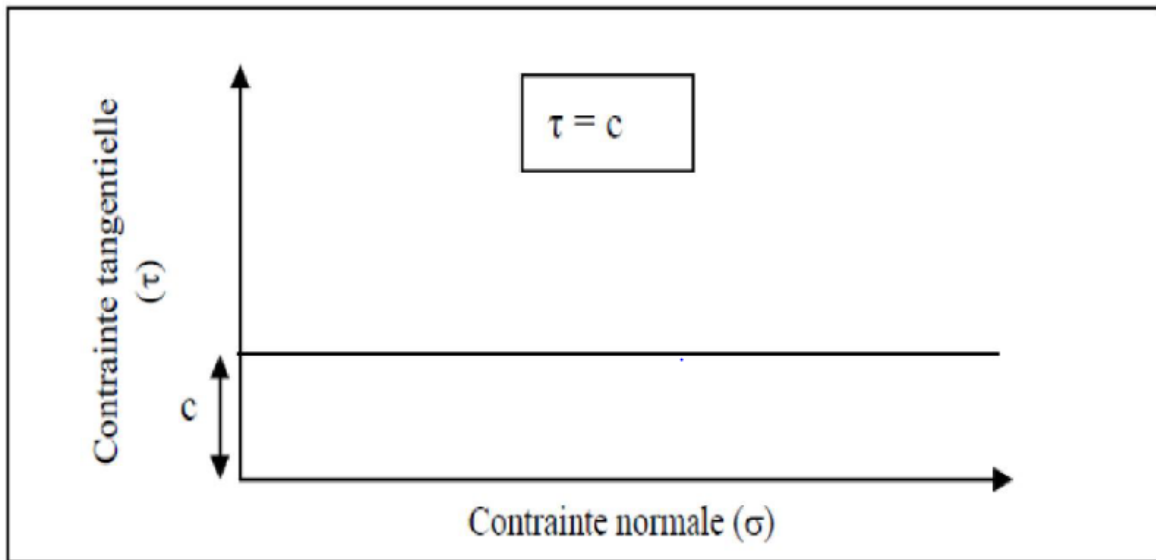


Figure V.7: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol purement cohérents.

c. Cas des sols cohérents et frottant

Dans ce cas la résistance au cisaillement du matériau est assurée à la fois par le frottement et la cohésion développés par les grains. La droite intrinsèque n'est pas parallèle à l'horizontale et ne passe pas par l'origine. Elle est par contre inclinée d'un angle ϕ (angle de frottement interne) par rapport à l'horizontale et coupe l'axe des ordonnées au point c (valeur de la cohésion).

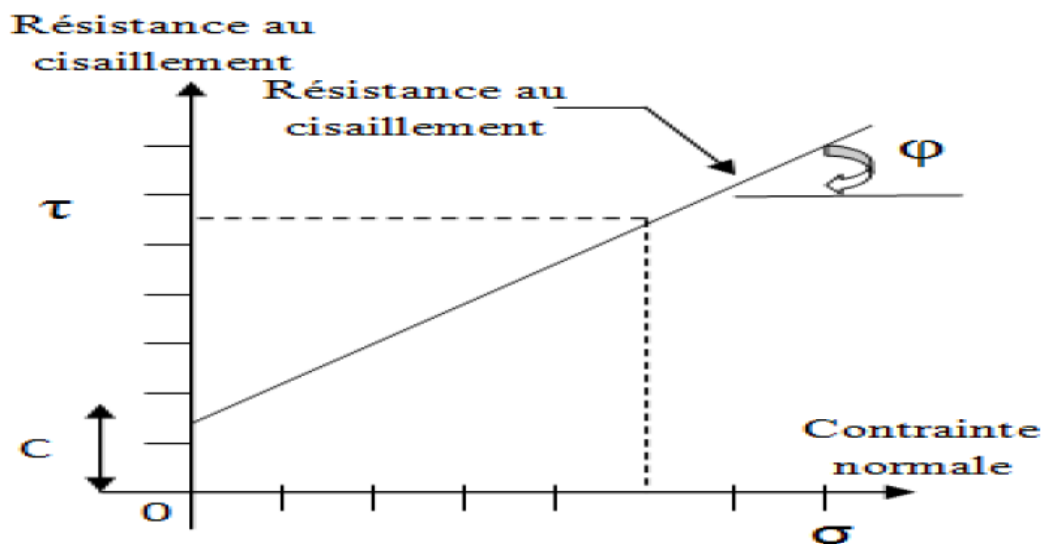


Figure VI.8: Droite intrinsèque dans le cas d'un sol cohérent et frottant.

VI.7. Différents types d'essais de cisaillement

VI.7.1. Essai consolidé, drainé (CD)

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte appliquée, ensuite cisailé lentement (à drainage permis, avec variation de volume) avec une vitesse de cisaillement très faible relativement à la perméabilité du sol, de telle sorte à assurer la

dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement (les pressions interstitielles sont nulles tout le long du cisaillement).

VI.7.2. Essai consolidé, non drainé (CU)

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte normale appliquée (drainage permis), ensuite cisailé rapidement (sans drainage, à volume constant) de telle sorte à éviter toute dissipation des pressions interstitielle au cours du cisaillement, après consolidation, 5 à 10mn sont généralement suffisantes pour la phase du cisaillement. L'essai est exprimé en contrainte totales.

VI.7.3. Essai non consolidé non drainé (UU)

Ce type d'essai est spécifique aux sols fins à faibles perméabilité, il représente les conditions les plus défavorables qui peuvent se produire en géotechnique. Dans ce cas, l'échantillon ne subit aucune consolidation, ni aucun drainage sous la contrainte normale appliquée, le cisaillement est réalisé rapidement de telle sorte à éviter toute dissipation des pressions interstitielle au cours du cisaillement. L'essai UU est un essai à court terme.

VI.8. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement

1) Avantage

- La manipulation est facile (Simple);
- La durée d'exécution courte (Rapide);
- Le coût n'est pas cher (Économique).

2) Inconvénients

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;
- Frottement de deux demi - boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

VI.9. Expression des résultats

Pour mieux exprimer les résultats obtenus, il est à préciser les paramètres suivants :

- La contrainte normale $\sigma = N/A = 100, 200, 300, 400$ kPa.
- La contrainte tangentielle $\tau = T/ S_c$ (T : force de cisaillement).

$$T = La \times K_{\text{anneau}}$$

Avec :

- T : force horizontale de cisaillement ;
 - K_{anneau} : coefficient de l'anneau : $k = 0.194$;
 - La: lecture anneau.
-
- La section corrigée : $S_c = L (L - \Delta L)$ en mm².

Avec :

- L : Longueur de la boîte de cisaillement, (L = 60 mm);
- ΔL : Déplacement horizontal (mm).
- ΔV : Déplacement vertical (mm).

VI.10. Présentation des résultats

Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes

- Courbe contrainte déformation : $\tau = f(\epsilon_h)$, $\epsilon_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale;
- Courbe de variation de volume : $\epsilon_v = f(\epsilon_h)$,
- Droite intrinsèque : $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

Essais réalisés

Les essais à la boîte de cisaillement ont été réalisés sur trois échantillons différents à savoir :

- Schiste seul (0 % plastique) ;
- Schiste + 3.5% plastique ;
- Schiste + 5% plastique.

Les courbes obtenues pour les différents échantillons sont présentées dans ce qui suit :

- **Schiste + 0% plastique**

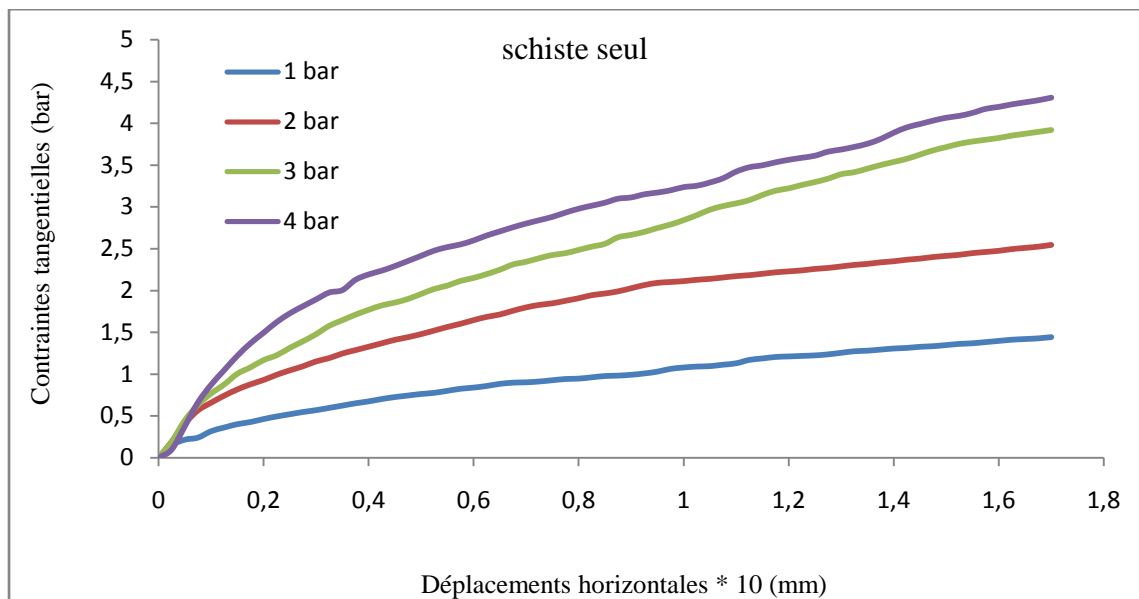


Figure VI.9: Courbes contraintes-déformations (schiste seul).

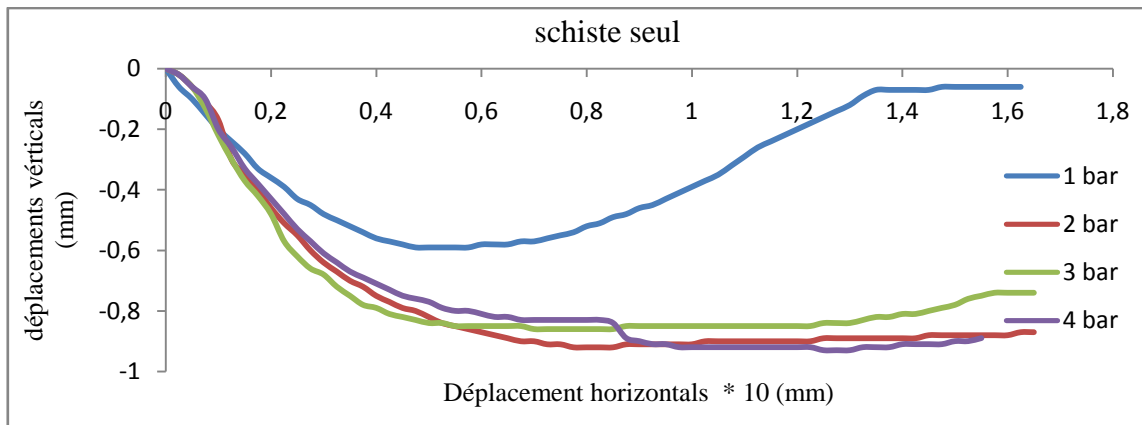


Figure VI.10: Courbes de variation du volume (schiste seul).

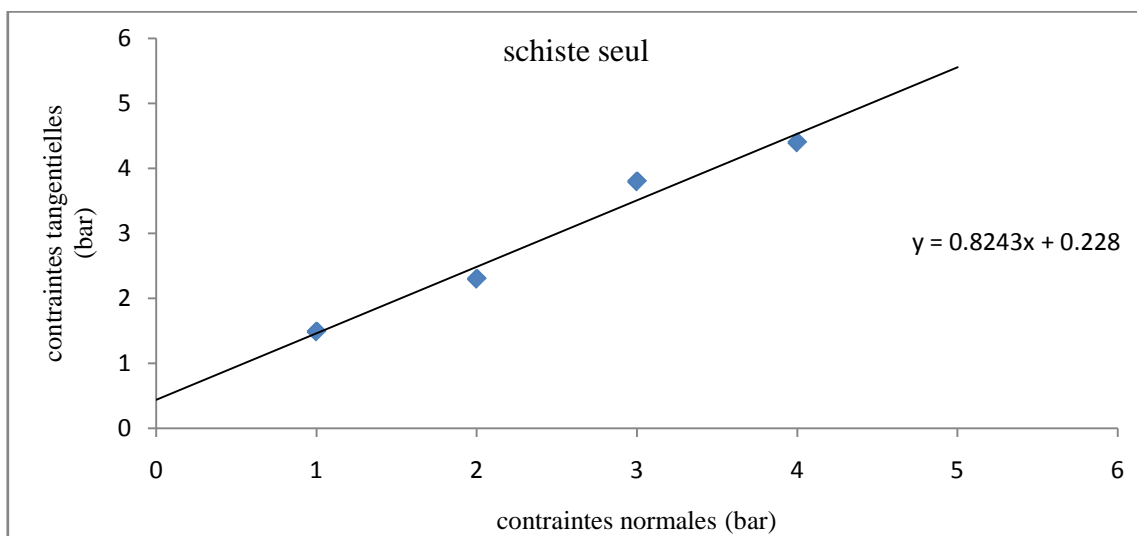


Figure VI.11: Droite intrinsèque (schiste seul).

• Schiste + 3.5% plastique

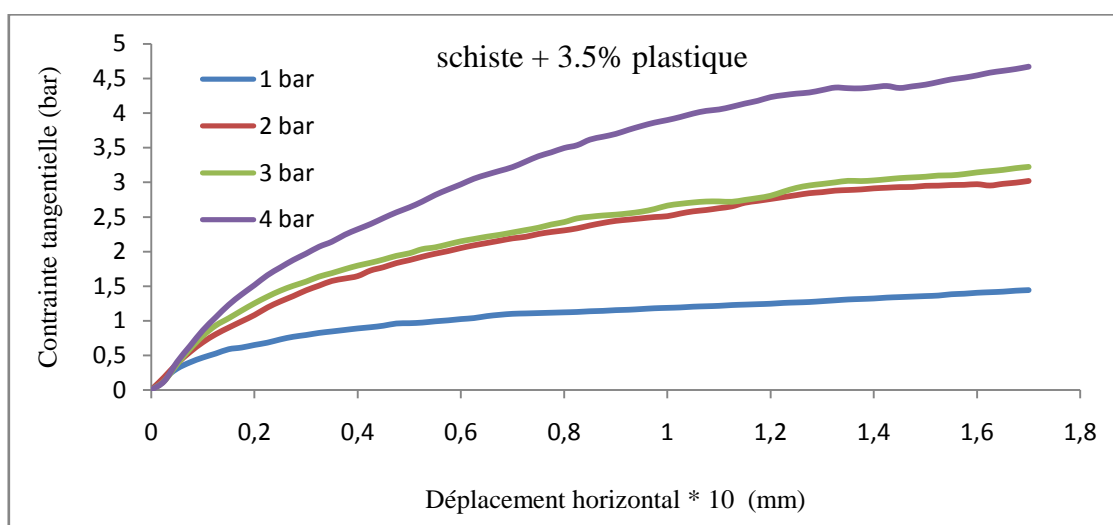


Figure VI.12: Courbes contraintes-déformations (schiste+2% plastique).

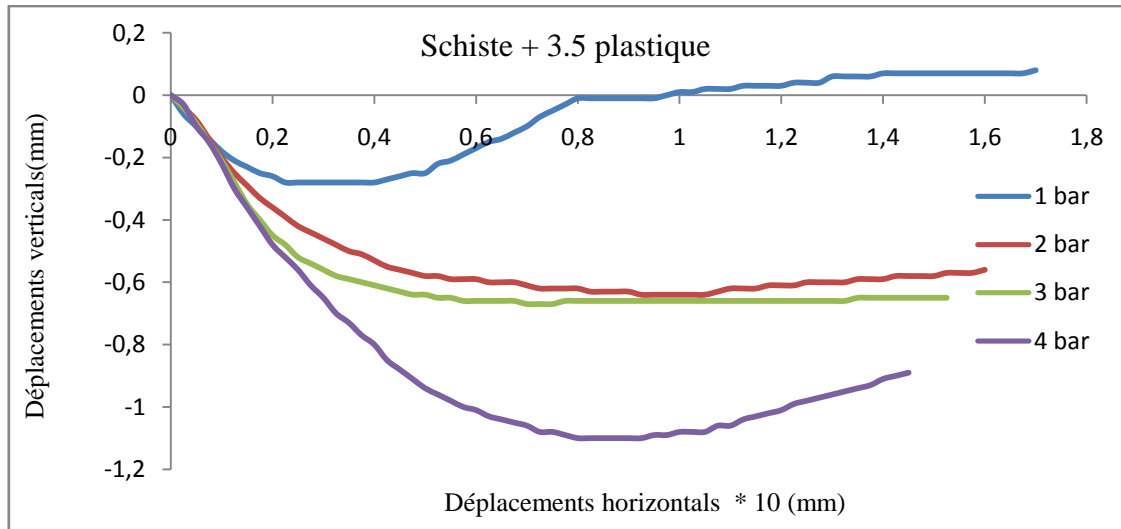


Figure VI.13: Courbes de variation de volume (schiste + 3.5% plastique)

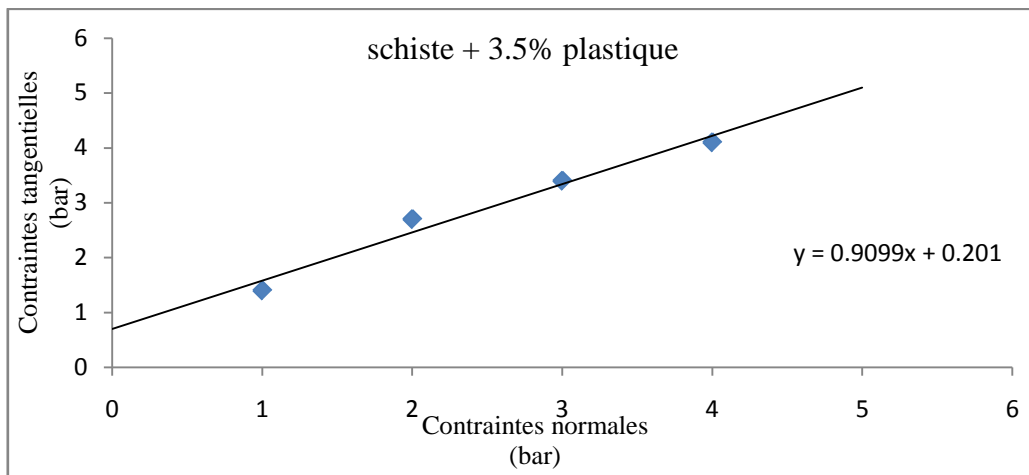


Figure VI.14: Droite intrinsèque (schiste + 3.5% plastique).

• **Schiste + 5% plastique**

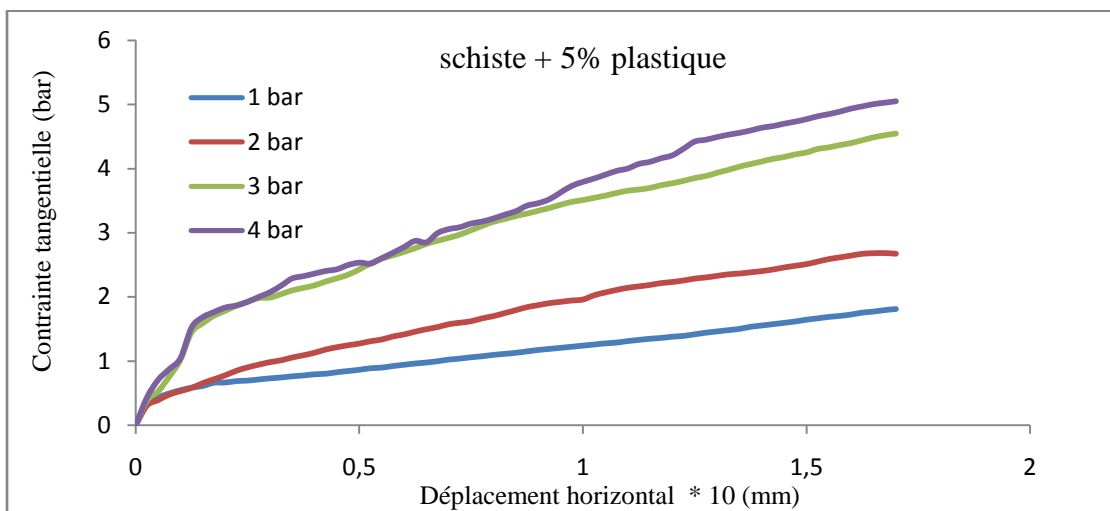


Figure VI.15: Courbes contraintes-déformations (schiste+3.5% plastique).

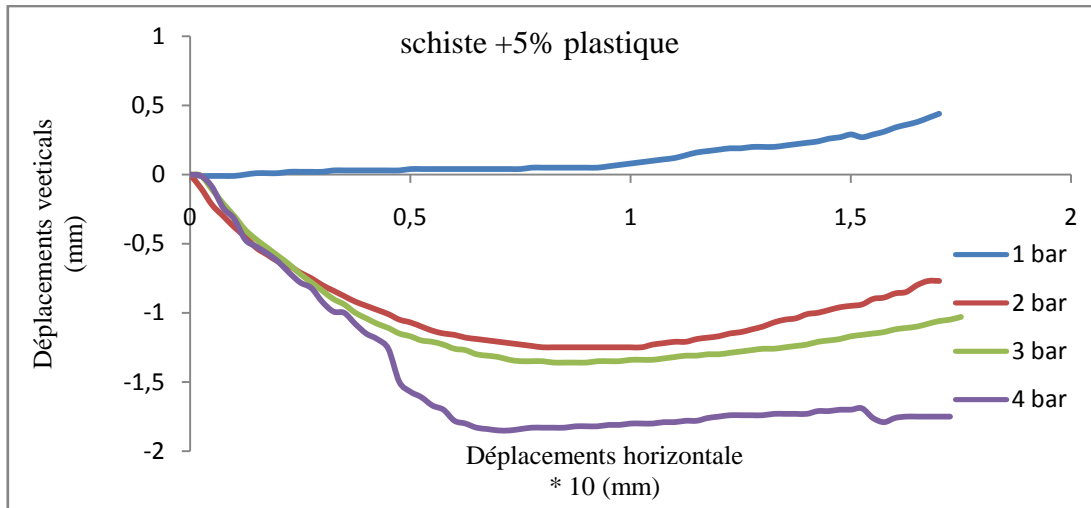


Figure VI.16: Courbes de variation de volume (schiste + 5% plastique)

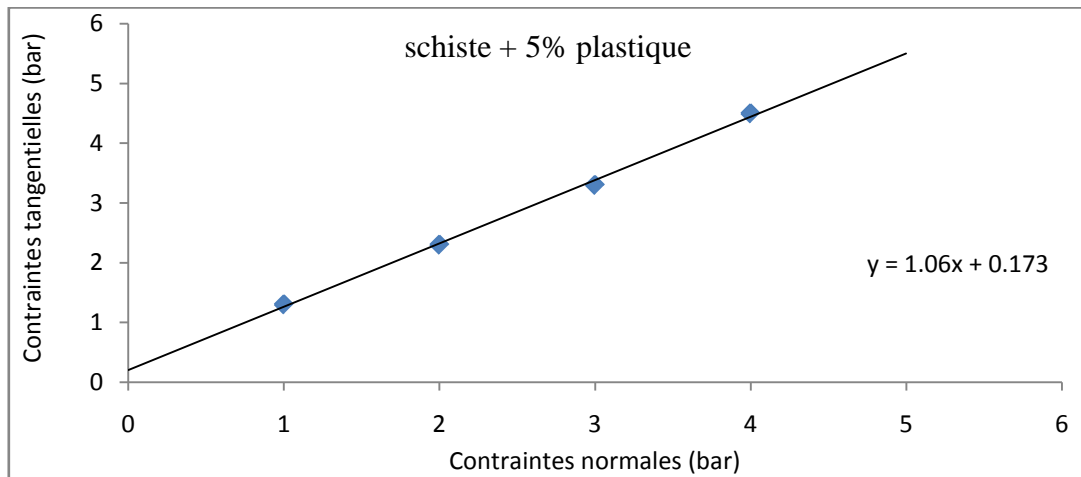


Figure VI.17: Droite intrinsèque (schiste + 5% plastique).

• **Courbes de contraintes-déformations en fonction de la teneur en plastique**

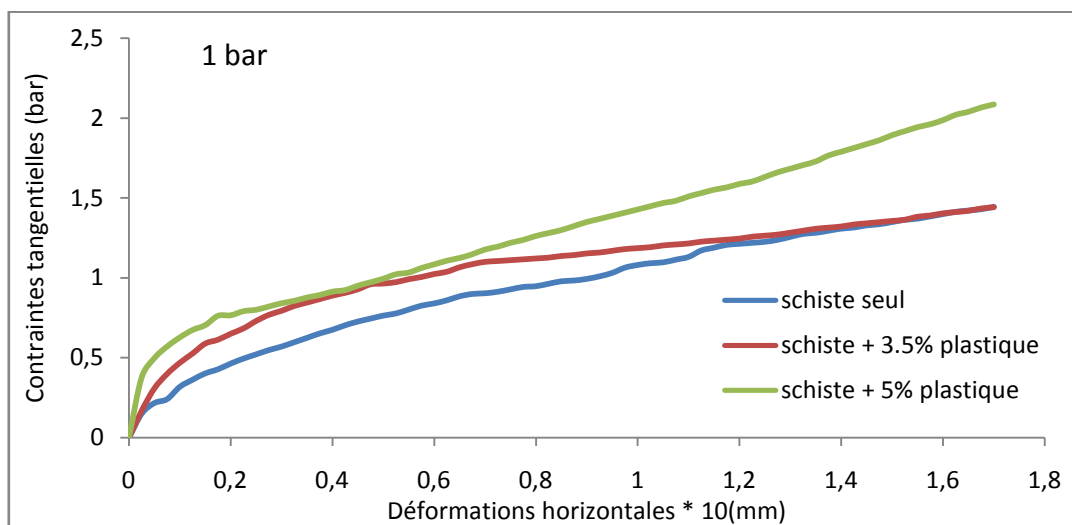


Figure VI.18: Courbes comparatives à 1bar.

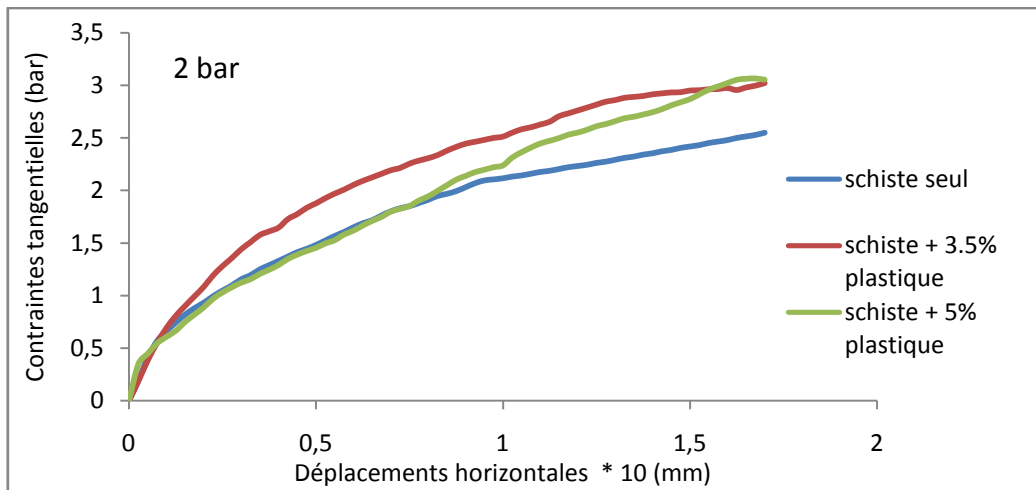


Figure VI.19: Courbes comparatives à 2bar.

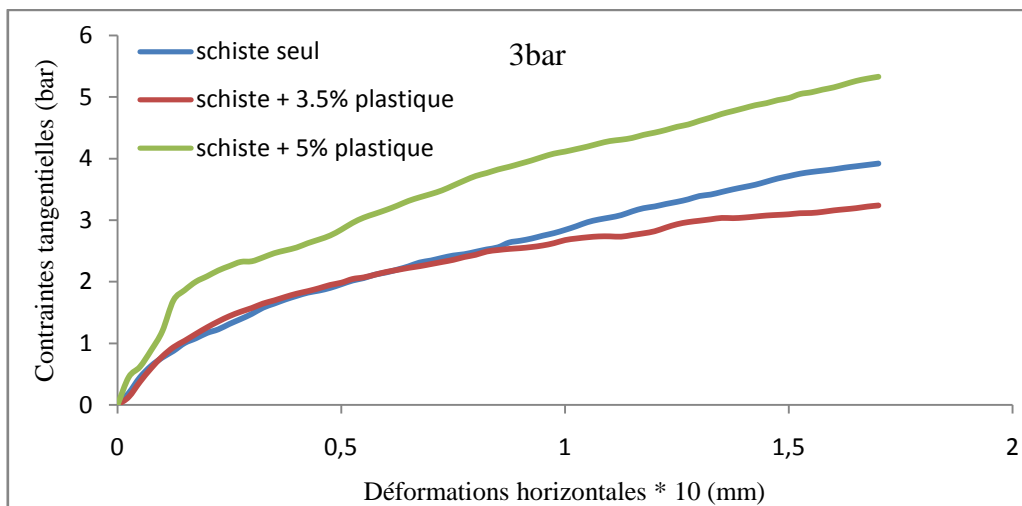


Figure VI.20: Courbes comparatives à 3bar.

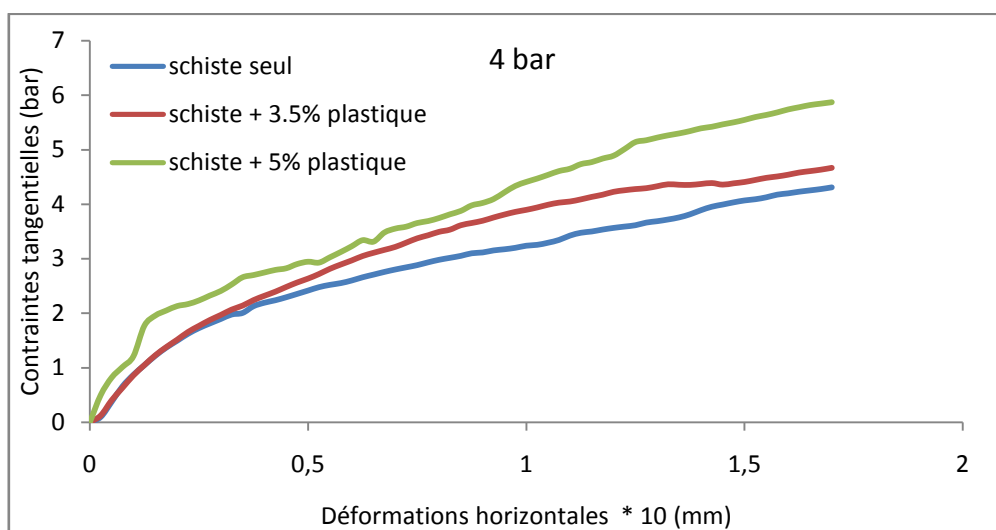


Figure VI.21: Courbes comparatives à 4bar.

- **Courbes de variations de volume en fonction de la teneur en plastique**

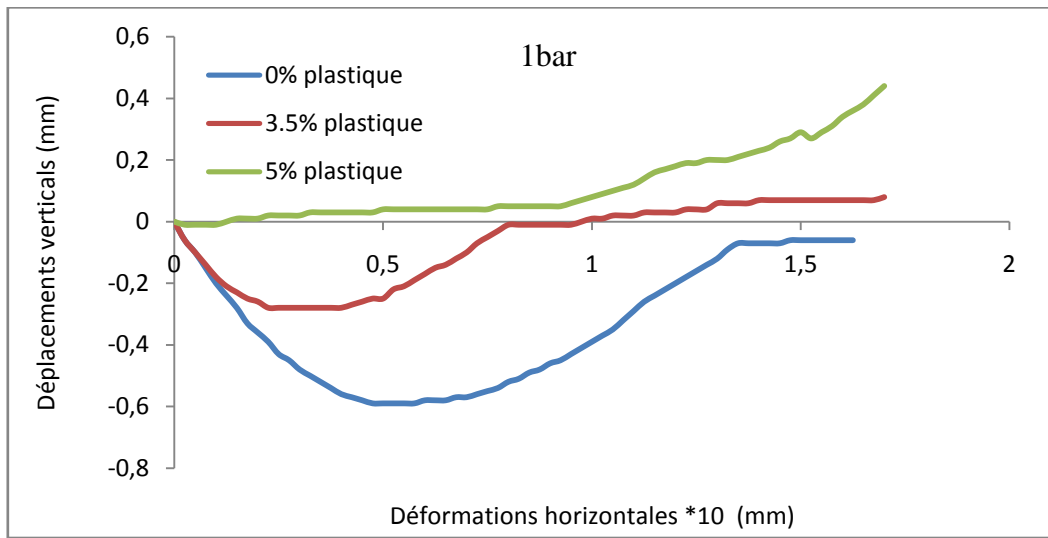


Figure VI.22: Courbes comparatives (1bar).

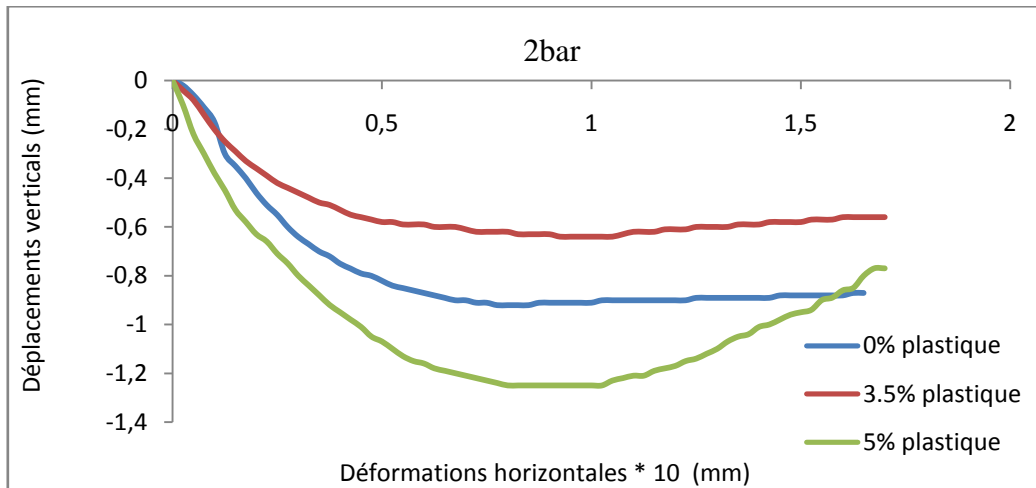


Figure VI.23: Courbes comparatives (2bar).

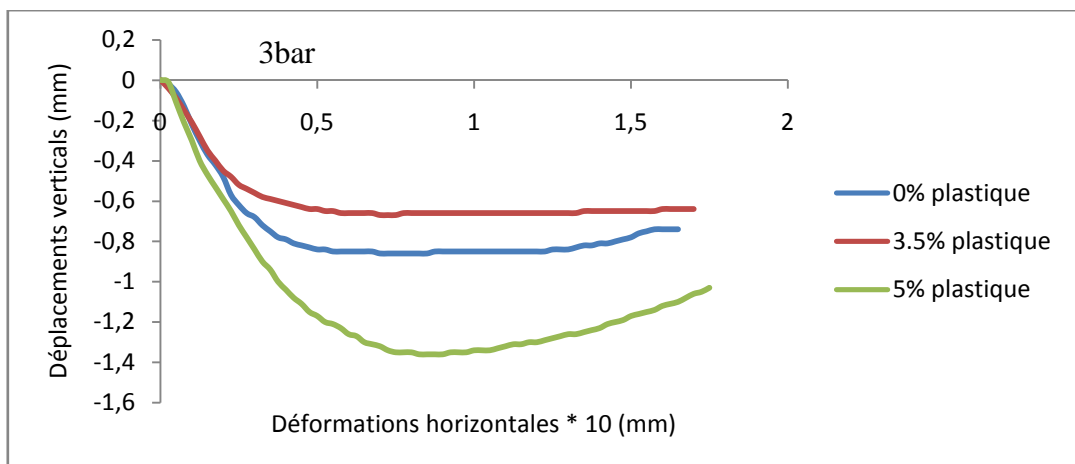


Figure VI.24: Courbes comparatives (3bar).

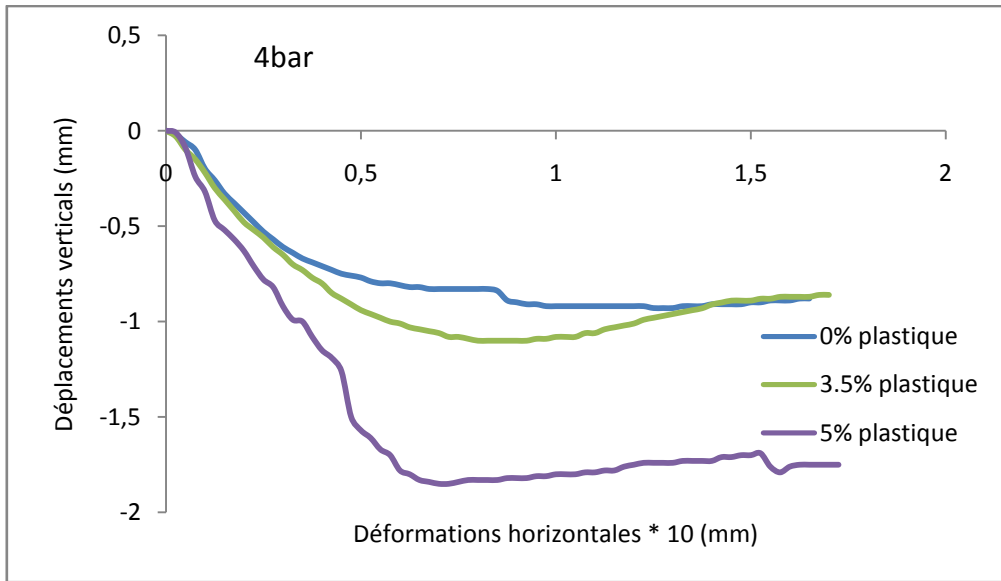


Figure VI.25: Courbes comparatives (4bar).

- **Variation des angles de frottement et cohésions en fonction du pourcentage de plastique**

Tableau VI.1: Récapitulatifs des résultats des essais de cisaillement.

| Echantillon | φ | C (bar) |
|----------------|-----------|---------|
| 0% plastique | 39.5 | 0.228 |
| 3.5% plastique | 42.3 | 0.201 |
| 5% plastique | 46.67 | 0.173 |

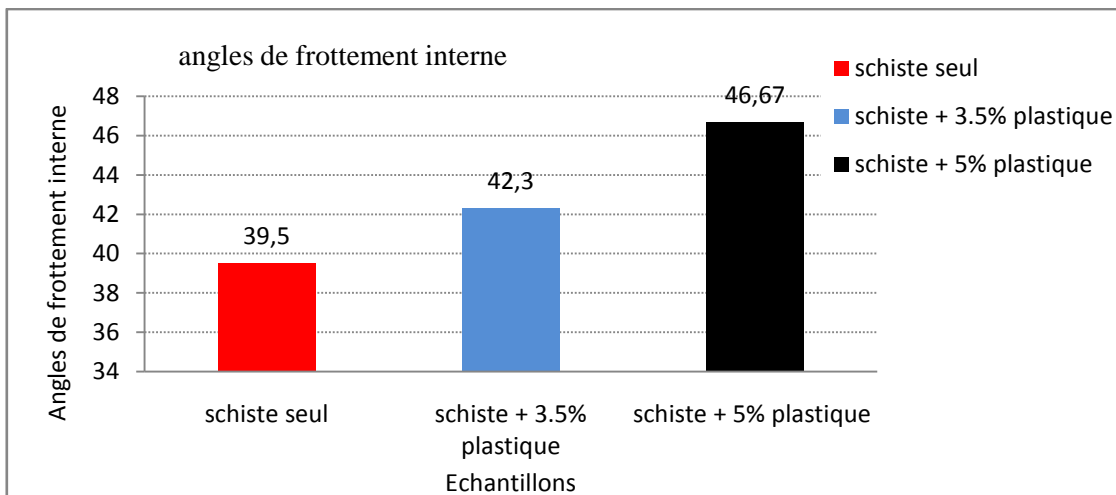


Figure VI.26: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en plastique.

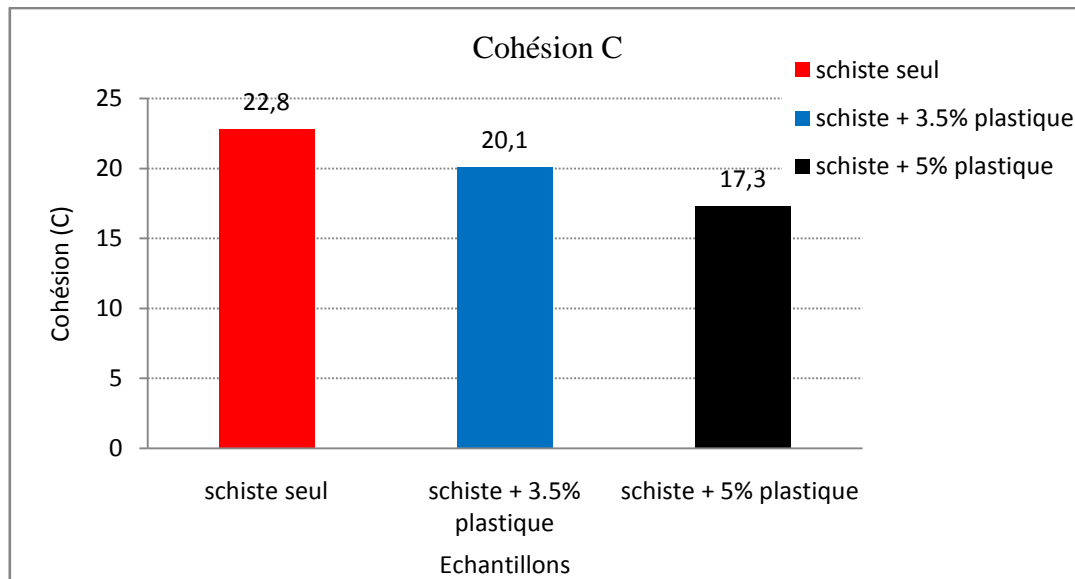


Figure VI.27: Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en plastique.

VI.11. Interprétation des résultats

Les courbes présentées sur les figures VI.9, VI.12, et VI.15 montrent que la résistance au cisaillement des différents échantillons augmente au fur et à mesure que la contrainte normale appliquée augmente.

L'augmentation des contraintes normales, provoque un resserrement des grains augmentant ainsi le frottement entre ces derniers. Ce resserrement diminue le volume de l'échantillon engendrant un comportement de plus en plus contractant au cours du cisaillement en fonction de l'augmentation des contraintes normales. (Figure VI.10, VI.13 et VI.16).

Cette diminution du volume peut être due à l'état de densité initiale des échantillons. L'échantillon à l'état dense développe un comportement dilatant, tandis qu'un échantillon à l'état lâche développe un comportement contractant. Ces comportements sont respectivement favorisés davantage sous de faibles ou fortes contraintes normales appliquées.

La figure VI.26 représente les différents angles de frottement obtenus en fonction de la teneur en plastique, ces derniers augmentent au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente, ce qui montre une amélioration au niveau des angles de frottement internes, ceci peut-être dû au fait que la forme du plastique utilisé (plusieurs angularités) génère des frottements assez importants contribuant à développer une meilleure résistance au cisaillement des mélanges.

Comme nous le montre la figure VI.27, les cohésions des mélanges sont assez faibles et diminuent au fur et à mesure que le pourcentage de plastique augmente, cette variation de cohésion peut être liée à la nature des granulats naturels constituant le mélange du fait que les grains du plastique utilisé créent des discontinuités entre les grains du schiste.

VI.12. Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des mélanges (schiste + plastique), à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques en fonction de leur en plastique.

L'ajout du plastique présente des résultats très intéressants au cisaillement direct à la boîte. Le comportement mécanique des différents mélanges est sensiblement amélioré comparé à celui du schiste seul.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'exploitation de nouvelles sources de granulats et la recherche de nouveaux matériaux naturels ou recyclés, devient indispensable et paraît une solution d'avenir assurant l'approvisionnement des projets, notamment routiers.

Cette étude expérimentale s'inscrit dans ce même contexte, elle a pour objectifs, l'exploitation et la valorisation de nouveaux matériaux locaux, naturels (schiste) et recyclés (plastique) afin d'être utilisés dans le domaine des travaux publics, particulièrement, dans les corps de chaussées (couches de fondations et couches de base).

Les matériaux sélectionnés (le schiste et plastique) présentent plusieurs avantages que ce soit sur le plan économique ou sur le plan environnemental, à savoir :

- Disponibilité ;
- Facilité d'extraction ou de collecte dans le cas du plastique;
- Facilité de préparation ;
- Economie de transport et de temps (matériaux locaux).

Les résultats obtenus à l'issue des essais réalisés sur des échantillons reconstitués à base de mélanges du schiste et de plastique permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les mélanges étudiés développent des densités sèches réduites comparativement à celles développées par le schiste seul, néanmoins, elles restent assez importantes (supérieures à 1.9) et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier.

- L'ajout du plastique, diminue la portance des mélanges avant immersion bien qu'elle reste acceptable relativement aux normes. Tandis qu'après immersion, la portance des mélanges s'améliore pour une certaine proportion de plastique (3,5%); mais au-delà de cette proportion, les portances des mélanges diminuent sensiblement.

Pour ce qui est du gonflement il est quasiment nul dans le cas de tous les échantillons (avec ou sans plastique).

- Les mélanges étudiés présentent des résistances très intéressantes au cisaillement direct à la boîte, traduite particulièrement par des angles de frottement interne très importants.

- En ce qui concerne la résistance aux chocs et à l'usure, les résultats obtenus pour les échantillons étudiés présente des résistances bonnes à moyennes, comparativement aux matériaux modèles de référence tout en précisant que l'ajout du plastique améliore la résistance du matériau. Par ailleurs, l'essai de dégradabilité et fragmentabilité révèle respectivement que les matériaux schiste et plastique sont peu dégradables sous sollicitations hydriques et peu fragmentables sous sollicitations mécaniques.

- Ces résultats permettent de proposer les matériaux présentés initialement pour une utilisation dans les corps de chaussées de faible à moyen trafic en couche de forme. Toutefois, d'autres essais sont indispensables pour mieux cerner la réponse de ces matériaux sous d'autres types de sollicitations et confirmer davantage leur utilisation dans le domaine routier, à savoir les essais cycliques, les essais à long terme sous l'effet d'agents climatiques.

Ce travail de recherche peut présenter plusieurs intérêts en géotechnique routière pour notre région, tant sur l'aspect économique et sur l'aspect écologique et environnemental, entre autres:

- La préservation des gisements alluvionnaires et l'exploitation de nouvelles sources de granulats permettant d'assurer la continuité d'approvisionnement des projets.

- La préservation de l'environnement, par la récupération du plastique et d'autres matériaux de recyclage, abandonnés dans la nature. Par conséquent, la récupération des espaces occupés par ces matériaux inertes pour d'autres utilisations.

- La contribution au développement de la filière du recyclage qui est un domaine ouvert à l'innovation en associant les universitaires et les entreprises, notamment dans les pays en voie de développement tels que l'Algérie. Ces derniers offrent un champ fertile de matériaux à recycler (béton, plastique, verre, ...) dont l'utilisation peut être élargie dans plusieurs domaines de génie civil, ce qui ouvre de nouveaux postes d'emploi.

Toutefois, ce type de recherches doit être au préalable précédé d'une campagne d'information et de sensibilisation sur la mise en place des décharges appropriées et sélectives, permettant la collecte facile du plastique et d'autres matériaux à recycler.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

Alkama F, (2003). Etude du comportement mécanique du matériau Schiste en Géotechnique routière, Mémoire de magister en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Arquie G et Morel G, (1988). Le compactage, édition Eyrolles.

Arquie G, (1972). Le compactage, route et pistes d'envol, 2^{ème} édition, Eyrolles

Belkidar K, (2008). Construction à la notion d'adhérence sur les chaussées du réseau Algérien. Mémoire de Magister ; Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Berthaud Y, Buhan P, Schmitt N, (2008). Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.

Bodin D, Pijaudier-Cabot G, Piau JM et Chabot A, (2004). A continuum damage approach to asphalt concrete modelling. Journal of Engineering Mechanics (ASCE).

Boudlal O, (2007). Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, thèse de magister génie-civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

Brunel H, (2005). Cours de route département de génie civil, IUT Bourges, Université d'Orléans, année universitaire.

Callaud M, (2004). Cours de mécanique des sols (propriétés des sols), Tome I.

CEBTP, (1984) ; Centre expérimentale de recherches et études du bâtiment et des travaux publique. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. France.

Coquand R, (1978). Routes (Circulation – Tracé – Construction), livre II, Construction et Entretien, 6^{ème} éditions, Eyrolles.

Cordary D, (1995). Mécanique des sols (compléter avec la maison d'édition et les pages)

Dupain R, Launchant R et Saint-Arroman J C, (2000). Granulat, sols ; ciments et bétons, caractérisation des matériaux de génie civil par les essais au laboratoire, 2^{ème} édition Casteilla.

Faure M, (1998). Les Routes cours de l'ENTPE, Tome II, édition Aleas.

Holtz R et Kovacs W, (1991). Introduction à la géotechnique, Traduit par Jean Lafleur, Edition de l'Ecole polytechnique de Montréal.

Lucaci G, Costescu I, Belc F, (2000) Construcia drumurilor. Editura Tehnica, Bucuresti,

Maillard S, Hammoum F, Gaillet L, Daouben E et Such C, (2003) .Comportement à la rupture du bitume en film mince sous chargement répété - approchent par des méthodes de control non destructif. Journées des Sciences de l'Ingénieur.

Norme AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078).

Norme AFNOR compactage de sol (NF P 94 - 093).

Norme AFNOR densité volumique des grains solides (NF P 94 - 054).

Norme AFNOR densité volumique humide (NF P 94 - 053).

Norme AFNOR densité volumique sèche (NF P 94 - 064).

Norme AFNOR la teneur en eau (NF P 94 – 050).

Norme AFNOR le cisaillement (NF P 94-71 - 1).

Norme AFNOR limite d'Atterberg (NF P 94-051).

Norme AFNOR essai los Angeles (NF P 18-573).

Norme AFNOR essai Micro-Deval (NFP 18-572).

Norme AFNOR dégradabilité des sols (NF P 94-056).

Norme AFNOR fragmentabilité des sols (NF P 94-066).

LCPC, (1994) .Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide Technique.

LCPC, (1987). Essai de cisaillement a la boite, Laboratoire centrale des ponts et chaussées.

Peron A, (1883). Essai d'une description géologique de l'Algérie, G. MASSON, ÉDITEUR

Paul Teodor Marc, (2011). conception et réalisation de structures routières à haute performances thèse de doctorat de UNIVERSITE POLITEHNICA de TIMIȘOARA.

Robitaille V, Tremblay D, (1997). Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.

Rogel L et Engelke P, (1997). Glass as a Road Base Substitute, Garcla and Wright Consultant, Public Works,.

Techouani Nana. J.M (1999). (Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols).Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIERETSHER.

Wartman J, Grubb D G ET Nasim S M, (2004). Select Engineering, Characteristics of Crushed Glass, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE.

Ykhlef B, (2012). Identification et analyse des caractéristiques Mécaniques des matériaux utilisés pour la Réalisation de l'autoroute est/ouest Tronçon Constantine-Annaba.

Zeyher A, (2002). Viewing the Fill as Half Glass, Idaho Transportation Department, and Recycles as Road Fill.