

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
**Laboratoire de Géo-matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA)**



## **MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil  
Spécialité : Géotechnique

### ***Thème***

**Etude du comportement mécanique d'un mélange de schiste et des débris de briques pour une valorisation en construction routière**

Présenté par : M<sup>me</sup> ADREYENE Djamila, ep Khorsi.

Devant le jury composé de :

Mme Mobarek Houria : Maitre assistante "A" à l'UMMTO..... Présidente.

Mme BELHASSANI Ouarda : Maitre assistante "A" à l'UMMTO .....Examinatrice.

Mr BOUDLAL Omar : Maitre de conférences "A" à l'UMMTO..... Promoteur.

Promotion : 2022/2023

# REMERCIEMENTS

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

Mr 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.

Mme Mobarek Houria : Maitre assistante "A" à l'UMMTO pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.

Mme BELHASSANI Ouarda Maitre assistante "A" à l'UMMTO pour avoir accepté d'examiner ce travail.

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

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





# « Dédicace »

Je dédie ce mémoire à ....

Mes chers parents

Mon cher mari

Mes enfants Mina, Zinedine et Amine

A toute ma famille, ma belle famille, mes amis et tous mes collègues, à la faculté de génie de la construction.



# SOMMAIRE

Remerciements.

Dédicaces

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Liste des principales notations et indices.

INTRODUCTION GENERALE..... 1

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

I.1.Introduction..... 3

I.2.Définition et rôle d'une chaussée..... 3

I.3.Les principales couches de chaussées ..... 3

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'assise..... 4

a. Couche de fondation ..... 5

b. Couche de base ..... 5

I.3.3. Couche de surface..... 5

a. Couche de roulement..... 5

b. Couche de liaison ..... 5

I.4. Les différents types de chaussées..... 5

I.4.1 Les chaussées souples ..... 5

I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses..... 6

I.4.3. Les chaussées a assise traitée aux liants hydrauliques ..... 6

I.4.4. Les chaussées à structure mixte..... 6

I.4.5. Les chaussées à structure inverse .....	6
I.4.6. Les chaussées en béton de ciment .....	6
I.5. Rôle et fonctionnement d'une chaussée.....	9
I.6. Paramètres pris en compte pour le dimensionnement d'une chaussée ...	9
- Le trafic .....	9
- L'environnement.....	9
- Le sol support.....	9
- Les matériaux.....	9
I.7. Matériaux routiers .....	10
I.7.1. Les granulats .....	10
a. De ballastières ou gravières.....	10
b. De carrières de roches massives.....	10
I.7.2. Les caractéristiques exigées des granulats.....	10
a. De la qualité de la roche.....	10
b. De la qualité de la fabrication .....	10
I.7.3. Les graves non traité 0/D (GNT) .....	10
Les avantages.....	10
Les inconvénients .....	10
I.7.4. Les matériaux d/D (pierres cassées) .....	11
Les avantages.....	11
Les inconvénients.....	11
I.8. Fonctionnement et endommagement des chaussées souple.....	11
I.9. Dégradation des chaussées .....	12
I.9.1. Cause de dégradations des chaussées.....	12
a. Le trafic.....	12

b. Les conditions climatiques .....	12
c. Les malfaçons .....	12
d. les accidents et les incidents .....	12
I.9.2. Types de dégradations des chaussées .....	13
I.9.2.1. Les déformations .....	13
a. L'orniérage à grand rayon .....	13
b. L'orniérage à faible rayon .....	13
c. L'affaissement de rive .....	14
d. L'affaissement hors rive (flashe) .....	15
e. Soulèvement différentiel .....	15
I.9.2.2. Les fissurations .....	16
a. Fissuration transversale .....	16
b. Fissuration longitudinales .....	16
c. Le faïençage dans les bandes de roulement .....	17
I.9.2.3. Les arrachements et des enrobages .....	17
a. Nid de poule .....	17
b. Pelade .....	18
c. Plumage .....	19
I.9.2.4. Les remontées .....	19
Le Ressuage .....	20
I.8. Conclusion .....	20
 <b>CHAPITRE II : VALORISATION DES DECHETS</b>	
II.1 Introduction .....	21
II.2. Généralités sur les déchets .....	21
II.2.1. Définition de déchet .....	21

II.2.2. Les grandes catégories de déchets de chantier.....	21
a. Les déchets inertes.....	21
La valorisation des déchets inertes de chantiers .....	21
b. Les déchets non dangereux non inertes .....	21
.La valorisation des déchets non dangereux... ..	21
c. Les déchets dangereux.....	22
II.2.3. Le traitement des déchets dangereux... ..	22
II.2.4. Origine de la production des déchets... ..	22
II.2.5. Les déchets de construction et de démolition .....	23
- Déchets De Démolition .....	23
- Déchets de Construction.....	23
II.2.6. Modes de traitement des déchets .....	24
II.2.7. Pratiques à suivre pour la gestion des déchets de chantier... ..	25
II.3. Recyclage de déchets dans le domaine du génie civil.....	25
II.3.1. Processus du recyclage des déchets du bâtiment... ..	25
II.3.2. Les Avantages Des Matériaux Recyclés .....	26
- Réduction L'effet Environnementale .....	26
- Economiser .....	26
- Epargne des matériaux .....	26
- Economie de l'Energie .....	26
- Protéger les Sites Décharges .....	26
- Créations de L'emploi .....	26
II.3.3. Les Inconvénients Du Recyclage.....	26
- Coûts d'investissement acompte élevés .....	26
- Les sites de recyclage sont souvent non-hygiénique, insécurité et disgracieuse.....	27

- Les produits provenant de déchets recyclés ne sont pas souvent durables.....	27
- Le recyclage n'est pas souvent à bon marché .....	27
- Le recyclage n'est pas répandu à grande échelle .....	27
II.4. Généralités sur les débris de brique .....	28
II.4.1. Définition de la brique .....	28
II.4.2. Options pour les briques recyclées .....	29
II.4.2.1. Matériaux de remplissage et de stabilisation dans les infra structures .....	29
- Routes Secondaires.....	29
- Routes principales .....	29
II.4.3 Conclusion .....	30
<b>CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX ET PREPARATION DES</b>	
<b>ECHANTILLONS</b>	
III.1. Introduction .....	31
III.2. Présentation et identification des matériaux.....	31
III.2.1. Le schiste .....	31
III.2.2. Les différents types de schiste .....	32
III.2.2.1 Schistes du métamorphisme général très faible.....	32
III.2.2.2 Schistes du métamorphisme général faible (Epizonal) .....	32
III.2.2.3 Schistes du métamorphisme général plus fort (Catazonal) .....	32
III.2.2.4 Schistes du métamorphisme de contact.....	32
III.3. Présentation et identification du schiste étudié.....	33
III.3.1. Concassage et tamisage du schiste .....	33
III.3.2 Teneur en eau(w) .....	35
III.3.3. Les masses volumiques.....	35
a. La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) par pesée hydrostatique .....	35
b. La masse volumique humide $\rho_h$ .....	37

c. La masse volumique des particules solide $\rho_s$ (pycnomètre) .....	37
III.3.4. Indice des vides (e) .....	38
III.3.5. Degré de saturation $S_r$ .....	38
III.3.6. Porosité $n$ .....	39
III.3.7. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051) .....	30
- Détermination de la limite de liquidité $W_L$ .....	41
- Détermination de la limite de plasticité $W_p$ .....	41
III.4 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X.....	42
III.5. Débris de brique .....	43
III.5.1. Les caractéristiques physico-chimiques de la brique .....	44
III.5.2. Propriétés mécaniques .....	44
III.5.3. Préparation des échantillons .....	44
III.6. Conclusion.....	45
 <b>CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES</b>	
IV.1. Introduction .....	46
IV.2. Essais de compactage .....	46
IV.2.1. Définition du compactage .....	46
IV.2.2. Objectif du compactage.....	47
IV.3. Classification des sols en vue du compactage.....	47
IV.3.1. Les enrochements.....	47
IV.3.2. Sables et gravier .....	48
IV.3.3. Limons, sols siliceux .....	48
IV.3.4. Argiles .....	48
IV.3.5. Le compactage sur le chantier .....	48
IV.3.6. Matériel et procédés spéciaux de compactage in-situ .....	49

IV.4. Les facteurs qui influencent le compactage...	50
IV.4.1. Energie de compactage.....	50
IV.4.2. Teneur en eau .....	51
IV.4.3. Nature du sol .....	51
IV.5. Les essais de compactage au laboratoire.....	52
- L'essai Proctor Normal (PN) .....	53
- L'essai Proctor Modifié (PM) .....	53
IV.5.1. Essais réalisés .....	54
IV.5.2. Expression des résultats .....	54
- Schiste + 0 % de débris de brique .....	55
- Schiste + 10% de débris de brique .....	55
- Schiste + 30% de débris de brique... ..	56
- Schiste + 50% de débris de brique .....	57
- Courbe comparative de tous les échantillons... ..	58
- Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste + débris de brique. ....	59
- Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste + débris de brique... ..	60
IV.6. Essais de portance CBR (California Bearing Ratio) NF P 94-078 .....	61
IV.6 .1 But de l'essai ... ..	61
IV.6 .2 Principe de l'essai .....	61
- L'indice portant immédiat (IPI) .....	61
- L'indice C.B.R immédiat (CBR) .....	61
- L'indice C.B.R après immersion (CBR immersion) .....	62
IV.6 .3 Matériel utilisé.....	62
IV.6 .4 Matériel de poinçonnement .....	63
IV.6.5. Mode opératoire .....	63

- Préparation des échantillons.....	63
IV.6.6 Détermination de l'IPI.....	64
IV.6.7 Détermination de l'indice CBR après immersion (Mesure du gonflement relatif).....	64
IV.7 Expression des résultats.....	65
IV.7.1. Interprétation des résultats (CBR.....	65
IV.7.2. Interprétation des résultats (CBRimm).....	66
IV.7.3. Interprétation des résultats (CBR et CBRimm).....	68
IV.8.Conclusion.....	69

## **CHAPITRE V : ESSAIS MICRO DEVAL, LOS ANGELES, DEGRADABILITE ET FRAGMENTABILITE**

V.1.Introduction.....	70
V.2.Essai micro Deval.....	70
V.2.1.Définition et But de l'essai (NF P18-572).....	70
V.2.2 principe de l'essai.....	71
V.2.3 Matériaux utilisées.....	72
V.2.4 résultats de l'essai.....	72
V.3 Essai Los Angeles.....	74
V3.1 Définition et but de l'essai (NF P18 573).....	74
V.3.2. Principe de l'essai.....	74
V.3.3.Matériaux utilisées.....	76
V.3.4.Résultats des essais.....	76
V.4.Essai de dégradabilité des matériaux rocheux (NF P 94-056).....	78
V.4.1 principe de l'essai.....	78
V.4.2.Exécution de l'essai.....	78
V.4.3.Matériaux utilisé.....	79

V.4.4 Résultats obtenus .....	79
V.5.Essai de fragmentabilité des matériaux rocheux (NF P 94-066) .....	82
V.5.1.Principe de l'essai.....	82
V.5.2.Exécution de l'essai .....	82
V.5.3.Matériaux utilisés .....	83
V.5.4.Résultats des essais .....	83
V.6.Conclusion.....	85
<b>CHAPITRE VI : RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES MATERIAUX ETUDIES</b>	
VI.1 Introduction .....	86
VI.2 Notion de résistance au cisaillement .....	86
VI.3 But de l'essai .....	87
VI.4 Paramètres $c$ et $\phi$ pour différents types de sols et différents types d'essais.....	88
II.4 .1 sols pulvérulents .....	88
II.4 .2 Sols purement cohérents .....	89
II.4 .3 sols cohérents et frottant .....	89
VI.5 Type d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement.....	90
IV.5.1 Essai consolidé, drainé CD (Consolidated-Drained) .....	90
IV.5.2 Essai consolidé, non drainé avec mesure de $u$ CU (Consolidated-Undrained) .....	90
IV.5.3 Essai non consolidé non drainé UU (Unconsolidated-Undrained) .....	90
VI.6 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement .....	91
VI.7 Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement .....	92
VI.8 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte... ..	92
VI.9 Mode opératoire .....	93
VI.10 Expression des résultats .....	94
VI.11 Essais réalisés .....	95

VI.12 Présentation des résultats .....	96
VI.13 Conclusion .....	102
Conclusions et perspectives .....	103

**REFERENCES BIBIOGRAPHIQUES**

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I

Figure I.1 : Coupe type d'une structure de chaussée

Figure I.2 : Chaussées souples assise non traitée

Figure I.3 : Chaussées bitumineuses épaisses d'assis en grave (GB)

Figure I.4 : Chaussées à structure mixte.

Figure I.5 : Chaussées rigides assise en béton

Figure I.6 : Chaussées semi-rigide épaisses assise en graves hydrauliques(GH)

Figure I.7 : Chaussées à structure inverse

Figure I.8 : Rôle et fonctionnement de couches d'une chaussée

Figure I.9 : Grave non traité.

Figure I.10 : Matériaux concassés

Figure I.11 : Schéma de fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante.

Figure I.12 : L'orniérage à grand rayon.

Figure I.13 : L'orniérage à faible rayon

Figure I.14 : L'orniérage à faible rayon (Règle de 1,8 m)

Figure I.15 : Affaissement de rive

Figure I.16 : simule le prolongement théorique du profil existant (La règle de 3 m).

Figure I.17 : Flashe L'affaissement hors rive (flashe)

Figure I.18 : L'affaissement hors rive (flashe)

Figure I.19 : Fissures transversales.

Figure I.20 : Fissures longitudinales

Figure I.21 : Faiçonnage.(Fissures en carrelage)

Figure I.22 : Nid de poule

Figure I.23 : Pelade

Figure I.24 : Plumage généralisé

Figure I.25 : Ressuages un remploi partiels à l'émulsion

## **Chapitre II**

Figure II.1 : Démolition de constructions illicites bord à Mostaganem.

Figure II.2 : Opération de démolition de la mer Aux promotions Immobilières à Bordj El Kiffan.

Figure II.3 : Tremblement de terre 6 février 2023Turquie et la Syrie

Photo: KEYSTONE/EPA/SEDAT

Figure II.4 : Quelques photos de déchets produits par le bâtiment (Batiweb).

Figure II.5 : Les filières de recyclage des déchets en action.

Figure II.6 : Concassage mobile, valorisation déchets inertes.

Figure II.7 : déchets de dans un chantier (alamy images.)

Figure II.8 : Débris de briques et de béton sur un chantier après la démolition.

## **Chapitre III**

Figure III.1 : Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de schistes.

Figure III.2 : Granulats de schiste après concassage et tamisage.

Figure III.3 : Courbe granulométrique des matériaux et des mélanges étudiés selon la norme NFEN13-285(2010).

Figure III.4 : Mode opératoire. (Pesée hydrostatique).

Figure III.5 : Exécution de l'essai avec pycnomètre.

Figure III.6 : états de consistance d'un sol – Limites d'Atterberg

Figure III.7 : Détermination de la limite de liquidité.

Figure III.8 : Etape de la limite de plasticité.

Figure III.9 : Diffractogramme du schiste étudié.

Figure III.10 : Débris de briques sur chantier à Ardjaouna.

Figure III.11 : Débris de briques après concassage et tamisage.

## **Chapitre IV**

Figure IV.1: Compactage des sols.

Figure IV.2 : Quelques engins de compactage sur chantier.

Figure IV.3 : Influence de l'énergie de compactage.

Figure IV.4 : Influence de la teneur en eau sur le compactage.

Figure IV.5 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

Figure IV.6 : essai de compactage.

Figure IV.7 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal.

Figure IV.8 : Essai Proctor pour schiste seul.

Figure IV.9 : Essai Proctor modifié pour les différents mélanges.

Figure IV.10 : Courbe Proctor (schiste + 0% de débris de briques).

Figure IV.11: Courbe Proctor de schiste + 10% de débris de briques.

Figure IV.12 : Courbe Proctor de schiste + 30% de débris de briques.

Figure IV.13 : Courbe Proctor de schiste + 50% de débris de briques.

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

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

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

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

Figure IV.18 : appareil de l'essai CBR (Presse CBR).

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

Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces

Figure IV.21 : Evolution des indices CBR en fonction des pourcentages de débris de briques.

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

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

Figure IV.24 : Courbes comparatives des IPI et CBRimm des différents pourcentages de débris de briques.

## **Chapitre V**

Figure V.1 : Machine Micro Deval.

Figure V.2 : Mode opératoire d'essai micro Deval.

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

Figure V.4 : Machine d'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 (schiste avec et sans débris de briques).

Figure V.7 : Courbes granulométriques avant et après essai de dégradabilité (schiste seul).

Figure V.8 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste +10% de débris de briques.

Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste + 30% de débris de briques.

Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste +50% de débris de briques.

Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après essais (schiste +0% de débris de briques)

Figure V.12 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 10% de débris de briques.

Figure V.13 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 30% de débris de briques.

Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 50% de débris de briques.

## **Chapitre VI**

Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure VI.2 : Droite intrinsèque.

Figure VI.3 : Droite intrinsèque pour le cas des sols pulvérulents.

Figure VI.4 : courbe intrinsèque d'un sol cohérent.

Figure VI.5 : courbe intrinsèque d'un sol cohérent et frottant.

Figure VI.6 : résistance au pic, résistance résiduelle.

Figure VI.7 : La boîte de cisaillement.

Figure VI.8 : Appareillage de l'essai de cisaillement à la boîte.

Figure VI.9 : Échantillon après cisaillement.

Figure VI.10 : Courbes contraintes-déformations (schiste seul).

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

Figure VI.12 : Courbes de variation du volume (schiste seul).

Figure VI.13 : Courbes contraintes-déformations (Marne +10% de débris de briques).

Figure VI.14: Droite intrinsèque (schiste +10% de débris de brique).

Figure VI.15: Courbes de variation du volume (schiste + 10% de débris de briques).

Figure VI.16 : Courbes contraintes-déformations (schiste +30% de débris de briques).

Figure VI.17 : Droite intrinsèque (schiste +30% de débris de briques).

Figure VI.18 : Courbes de variation du volume (schiste + 30% de débris de briques).

Figure VI.19 : Courbes contraintes-déformations (schiste +50% de débris de briques).

Figure VI.20: Droite intrinsèque (schiste +50% de débris de briques).

Figure VI.21 : Courbes de variation du volume (schiste + 50% de débris de briques).

Figure VI.22 : Angles de frottement des différents mélanges.

Figure VI.23: cohésion des différents mélanges.

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre III**

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau.

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

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

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

Tableau III.5 : Détermination du degré de saturation.

Tableau III.6 : Les résultats des essais d'identification.

Tableau III.7 : Résultat du diffractogramme pour le schiste.

Tableau III.8 : Composition minéralogique de déchets de briques.

### **Chapitre IV**

Tableau IV.1 : Conditions des essais Proctor normal et Modifié.

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste seul.

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 10% de débris de briques.

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 30% de débris de briques.

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 50% de débris de briques.

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

Tableau IV.7 : Résultats des essais CBR immédiat.

Tableau IV.8 : Résultats des essais CBR immergé.

Figure IV.9 : Résumé des résultats d'essai CBR (CBR et CBR imm).

### **Chapitre V**

Tableau V.1 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau V.2 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau V.3 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Tableau V.4 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

(Moron, BRGM)

Tableau V.5 : Classification des matériaux rocheux.

Tableau V.6 : Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR.

### **Chapitre VI**

Tableau VI.1 : Récapitulatif 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 ;

$\gamma$  : Poids volumique total ;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains solides ;

$\gamma_h$  : Poids volumique humide ;

$\gamma_d$  : Poids volumique sec ;

e: Indice des vides ;

$S_r$  : Degré saturation ;

n: Porosité ;

$\rho$  : Masse volumique total ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau ;

$\rho_s$  : Masse volumique des grains solides ;

$\rho_h$  : Masse volumique humide ;

$\rho_d$  : 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<sub>L</sub> : Limite de liquidité ;

w<sub>p</sub> : Limite de plasticité ;

I<sub>p</sub> : Indice de plasticité ;

VBS: Valeur au bleu de méthylène ;

M<sub>b</sub>: Masse de bleu permettant la saturation par adsorption ;

M<sub>s</sub>: Masse sèche de la prise d'essai ;

C<sub>u</sub>: Coefficient d'uniformité ;

C<sub>c</sub> : Coefficient de courbure ;

D<sub>10</sub> : Diamètre correspondant à 10% des tamis cumulés ;

D30 : Diamètre correspondant à 30% des tamis cumulés ;

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamis cumulés ;

w<sub>opt</sub>: Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;

( $\gamma_d/\gamma_w$ )<sub>max</sub> : la densité sèche maximale ;

IPI : L'indice Portant immédiat ;

CBR<sub>imm</sub> : 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 ;

$\frac{\Delta H}{H}$  : Déformation horizontale ;

$\sigma$  : Contrainte normale totale ;

$\sigma'$  : Contrainte normale effective ;

C' : Cohésion effective (drainée) ;

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif ;

C<sub>u</sub> : Cohésion apparente ;

$\phi$  : Angle de frottement apparent ;

L : Longueur de la boîte de cisaillement ;

$\Delta L$  : Déplacement horizontale ;

S<sub>c</sub> : La section corrigée ;

$\frac{\Delta V}{V}$  : Variation de volume ;

$\tau$  : Contrainte de cisaillement (tangentielle).

## **INTRODUCTION GENERALE**

Le développement durable auquel ces dernières années s'intéresse sérieusement le monde entier, est lié certainement à la construction d'ouvrages de génie civil, particulièrement les ouvrages routiers. Néanmoins, la réalisation de ces ouvrages nécessite des quantités en agrégats de plus en plus croissantes au point où les carrières restent parfois incapables de satisfaire les besoins des constructeurs. Dans le bâtiment, la demande en Algérie s'élève annuellement à plus de 17 millions de tonnes de mètre cube de sable et de gravier. Cette quantité est largement dépassée dans les travaux publics.

Les ressources naturelles s'amenuisent et la demande augmente. Nous sommes ainsi, face à une situation de surexploitation des carrières, qui entraîne un problème environnemental réel. En parallèle, des quantités importantes de déchets sont générées, par le secteur du bâtiment et des travaux publics (BTP) et de l'industrie, et constituent, potentiellement, un moyen de préserver les ressources naturelles en offrant un gisement intéressant pour l'élaboration de matériaux alternatifs.

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 une solution d'avenir. Elle permet simultanément de répondre au déficit entre production et consommation et de protéger l'environnement. Plusieurs matériaux tels que les débris de briques, les débris de béton, les débris de verre, les déchets plastiques, ... ont fait l'objet de recyclage dans l'optique de les utiliser comme matériaux de travaux publics. Certains d'entre eux (débris de béton) ont déjà donné des résultats très satisfaisants et ont été mis en œuvre dans des projets réels dépassant le stade de l'expérimentation au laboratoire.

Le travail réalisé et présenté dans ce mémoire rentre dans cette perspective ; il consiste à étudier le comportement mécanique d'un mélange de schiste et de débris de briques pour une éventuelle utilisation dans la construction routière.

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (schiste + débris de briques) 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 proprement dits (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 :** est consacré aux généralités sur le recyclage et la valorisation des matériaux recyclés, particulièrement les débris de briques. Il permet de montrer également l'intérêt du recyclage dans le génie civil et quelques statistiques sur le recyclage à l'échelle nationale et internationale.

**Le chapitre III :** introduit la partie expérimentale de cette étude. Il est consacré aux différents essais d'identification des matériaux utilisés (schiste et débris de briques), afin de déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques. Il présente également les différents échantillons préparés.

**Dans le chapitre IV :** la première série d'essais mécaniques réalisés au laboratoire à savoir, les essais de compactage Proctor et les essais de portance CBR. Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés au compactage ainsi que leur portance à l'état normal et 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 également sur les principaux essais routiers indispensables dans toute construction routière ; à savoir les essais Los Angeles, les essais Micro-Deval, les essais de dégradabilité et les essais de fragmentabilité ainsi que les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

**Le chapitre V :** 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. 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 est terminé par des conclusions synthétisant les principaux résultats obtenus et quelques perspectives pour de futures recherches.

# CHAPITRE I

## GENERALITES SUR LESCHAUSSEES

### I 1.Introduction

Toute politique de développement économique ou social ne peut réussir sans l'existence d'un réseau routier performant qui permet de répondre à la demande croissante de mobilité des personnes et d'acheminer les quantités toujours plus importantes de marchandises échangées dans un système économique.

Nous voyons donc l'intérêt que revêt la construction de routes pérennes surtout dans l'état actuel de notre développement sachant que les projets routiers nécessitent d'importants investissements.

Dans ce chapitre, seront présentés des généralités sur les chaussées modernes, les différentes couches constitutives, les principaux types de chaussées, les paramètres pris en compte pour leur dimensionnement ainsi que les déformations des chaussées souples.

### I.2 Définition et rôle d'une chaussée

Une chaussée est une structure qui est constituée de plusieurs couches de matériaux mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. (LCPC, 1994).

La chaussée moderne a été définie également comme étant « un espace correctement aménagé pour recevoir un ou plusieurs courants de circulation construite dans le respect des règles de l'art. (Franco et al, 1999)

Son rôle est de supporter les sollicitations du trafic (les actions mécaniques des véhicules) et à les reporter sur le terrain de fondations sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle-même. (Coquand, 1978).

### I.3 Les principales couches de chaussées

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini comme le montre la figure.1 (LCPC, 1994). Tout d'abord le sol terrassé ou sol-support est surmonté généralement d'une couche de forme. L'ensemble sol- couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. Puis viennent la couche de base et la couche de fondation formant ainsi les couches d'assise. Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise.

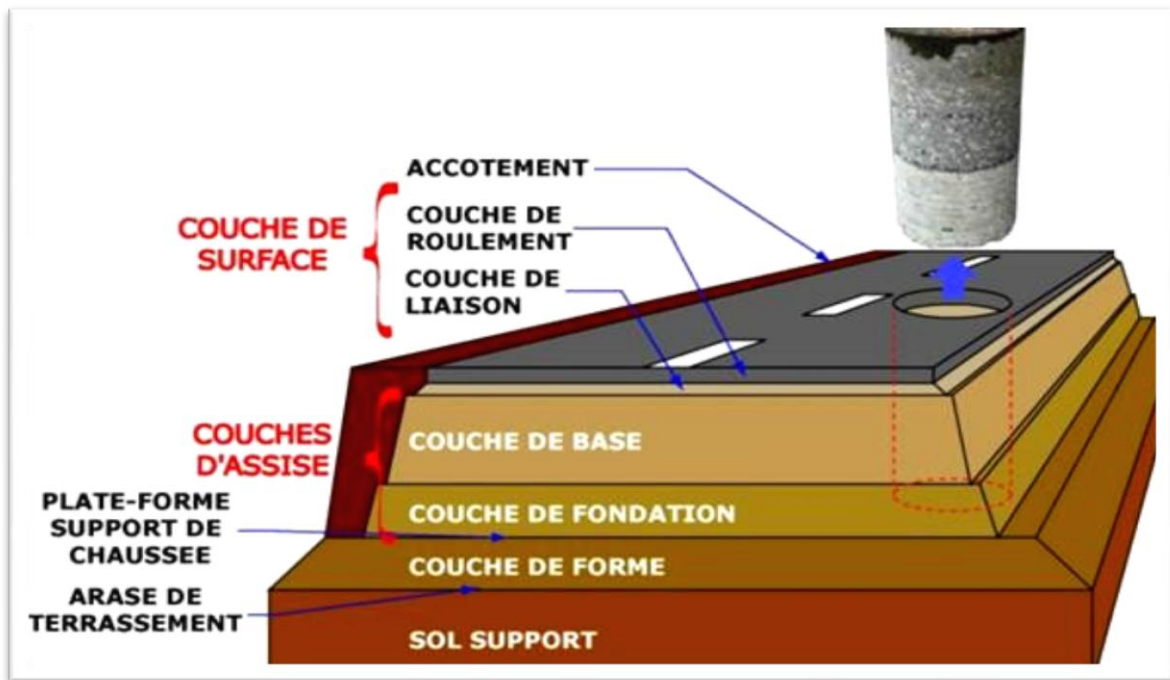


Figure I.1: Coupe type d'une structure de chaussée – d'après le cours de Routes de M.Vaniscotte, F. (1994).

### I 3.1 Plateforme support de chaussée

Formée de la couche de forme et du sol support elle sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

#### 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

Bien que ne faisant pas partie de la chaussée proprement dite, elle participe à son intégrité de part ses fonctions :

Pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure le trafic d'engins et de véhicules sur le chantier ;

- Elle permet d'égaliser le terrain naturel ;
- Elle protège contre le gel;
- Elle est constituée de matériaux réutilisés.

### I 3.2 La couche d'assise

La couche d'assise est constituée d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base. Elle apporte à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par

le trafic et repartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

**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 3.2 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 des 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. (Brunel, 2005).

### **I.4 Les différents types de chaussées**

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les trois différents types de structures suivants :

- Chaussée souples,
- Chaussées semi-rigides,
- Chaussées rigides.

#### **II .4.1 Les chaussées souples**

D'une épaisseur comprise entre 30 et 60 cm, une chaussée souple est composée d'une couche de surface en matériaux bitumineux. En dessous, se trouve une assise en matériaux granulaires non traités, sur une ou plusieurs couches. Pour ce type de chaussée, la qualité du sol support influence fortement sa tenue dans le temps. Principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds. (Nguyen, 2008)

## **II 4.2 Les chaussées bitumineuses épaisses**

Composées de revêtements bitumineux, les chaussées bitumineuses épaisses disposent d'une assise en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, d'une épaisseur de 15 à 40 cm. Les matériaux qui les composent étant d'une relative rigidité, cela permet de répartir les contraintes verticales et de réduire les efforts au niveau du sol support.

## **II 4.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques**

Communément appelée chaussée semi-rigide, la chaussée à assise traitée aux liants hydrauliques comporte une couche de surface bitumineuse qui repose sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50 cm d'épaisseur). Présentant un fort risque de retraites thermiques, des fissures peuvent apparaître et remonter jusqu'à la couche de surface, entraînant une perte d'étanchéité.

### **I.4.4 Les chaussées à structure inverse**

La chaussée à structure inverse se compose de trois couches, ayant toutes un rôle spécifique : la couche de surface, en matériaux bitumineux, assure l'étanchéité et l'uni de l'ensemble ; la couche granulaire absorbe les fissures de la couche de fondation, empêchant ainsi leur remontée ; et enfin, la couche de fondation, en matériaux traités aux liants hydrauliques, permet de répartir les contraintes sur le sol.

### **I.4.5 Les chaussées à structure mixte**

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

### **I. 4.6 Les chaussées en béton de ciment**

Constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide, cette chaussée rigide comporte les couches suivantes : une couche de roulement, une couche de fondation et une couche de forme. Ce type de chaussée absorbe les efforts et les transmet peu au sol.

Les différentes structures de chaussée sur les figures ci-dessus. (Nguyen, 2008) :



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

Figure I.2: Chaussées souples assise non traitée



1. Couche de surface de matériaux bitumineux.
2. Matériaux bitumineux d'assise (de 15 à 40 cm).
3. Plate-forme support.

Figure I.3: Chaussées bitumineuses épaisses d'assise en grave (GB)



1. Couche de surface de matériaux bitumineux.
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm).
3. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm).
4. Plate-forme support.

Figure I.4: Chaussées à structure mixte.



1. dalle béton arme
2. Béton maigre ou béton bitumineux
3. Plate-forme support.

Figure I.5: Chaussées rigides assise en béton



1. Matériaux bitumineux (6 à 14cm).
2. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50cm).
3. Plate-forme support.

Figure I.6: Chaussées semi-rigide épaisses assise en graves hydrauliques (GH)



1. Matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm).
3. Matériaux granulaires non traités (12cm).
4. Matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20cm).
5. Plate-forme support.

Figure I.7: Chaussées à structure inverse

### I.5 Rôle et fonctionnement d'une chaussée

La rigidité structurelle de la route est assurée par les couches d'assises (couche de fondation et couche de base). Ces couches permettent également de protéger la plateforme support.

Ensuite vient une couche de liaison qui a pour fonction d'assurer la symbiose entre les couches d'assise et la couche de roulement. Elle permet de spécialiser la couche de roulement au confort et à la sécurité des usagers (bruit, adhérence).

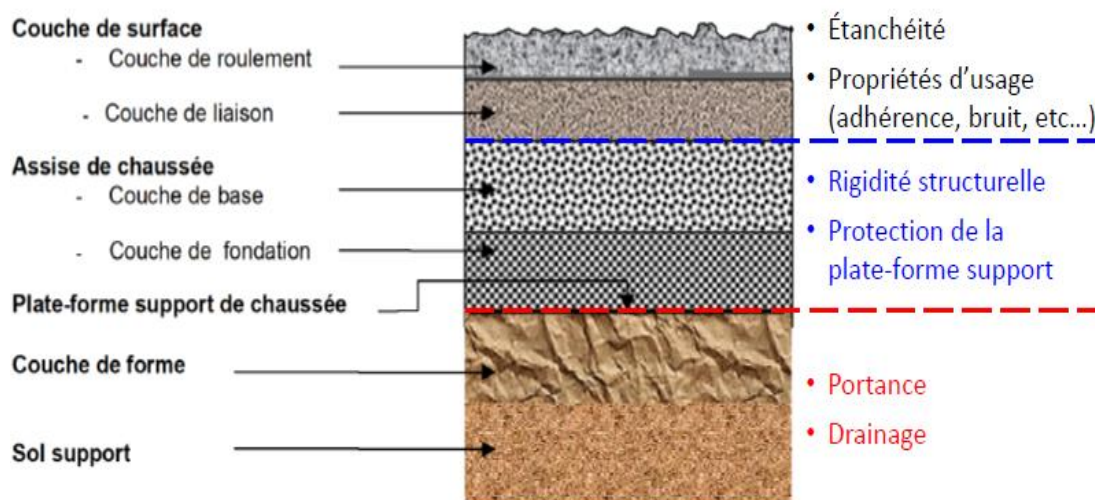


Figure I.8: Rôle et fonctionnement de couches d'une chaussée

### I.6. 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 la 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. 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.7. Matériaux routiers**

#### **I.7.1 Les granulats**

Ils peuvent provenir soit:

##### **a. De ballastières ou gravières**

Ce sont alors des matériaux roulés (de forme arrondie) qui ne peuvent être utilisés en technique routière qu'après avoir été concassés au moins en partie.

##### **b. De carrières de roches massives.**

Ces roches peuvent être de nature ou d'origine:

Calcaire (matériaux tendres à durs);

Eruptive (diorites, basalte, etc...);

Sédimentaire (grès, quartzite, etc...).

Ces granulats ont d'excellentes qualités pour les travaux routiers.

#### **I.7.2 Les caractéristiques exigées des granulats**

Ces caractéristiques dépendent :

##### **- De la qualité de la roche**

Dureté en présence d'eau mesurée par l'essai Micro Deval en présence d'Eau (M.D.E);

Résistance au choc mesurée par l'essai Los Angeles (L.A.);

##### **- De la qualité de la fabrication**

- Bonne forme (pas trop plats);

- Propreté (pas de fines argileuses);

- Granularité (courbe granulométrique correcte).

#### **I.7.3 Les graves non traités 0/D (GNT)**

Les graves non traités 0/D (GNT)

Les graves non traitées ont une granularité continue. On peut utiliser des 0/20 ou plus généralement des 0/14. Les fines ne doivent pas être argileuses.

##### **Les avantages**

Coût faible ;

- Matériaux largement disponibles et stockables. L'épaisseur de mise en œuvre peut varier de 2 à 15 cm par couche et peuvent convenir aux routes du 2<sup>ème</sup> groupe.

### Les inconvénients

-Par température élevée, il est nécessaire d'arroser le support, et maintenir une humidité de la surface jusqu'à son revêtement, un enduit superficiel à l'émulsion;

- Nécessité d'un traitement de surface avant mise sous circulation ;
- Matériaux sensibles à la ségrégation (séparation des plus gros éléments du reste du mélange) et aux fortes variations de teneur en eau.

**Remarque :** Ces matériaux ne conviennent pas aux routes à trafic élevé.

#### I.7.4. Les matériaux d/D (pierres cassées)

Ces sont des matériaux concassés non traités dont les plus petits éléments sont supérieurs ou égaux à  $d$  et dont les plus gros ont une taille inférieure ou égale à  $D$ .

a. **Les avantages :** Matériaux disponibles dans toutes les carrières et stockables.

b. **Les inconvénients**

Ces matériaux, une fois mis en œuvre, comportent beaucoup de vides et nécessitent, avant mise en circulation, un traitement spécifique de surface consommant beaucoup de liant (de 6 à 8 kg) d'émulsion par  $m^2$ ). L'épaisseur maximale de chaque couche doit être voisine de  $2,5D$ .

**Remarque :** Ils ne doivent pas être utilisés pour les routes à trafic élevé. Pour celles du trafic moyen, ils peuvent être employés en sous couche d'enrobé à froid. (SETRA, 1996)



Figure I.9: Grave non traité.



Figure I.10: Matériaux concassés

### I.8 Fonctionnement et endommagement des chaussées souples

Les infrastructures routières sont sollicitées par le passage des véhicules et surtout par celui des gros porteurs qui sont les principaux responsables de la dégradation des chaussées. Le trafic engendre des efforts verticaux qui se transmettent depuis l'enrobé jusqu'au sol support. L'enrobé des chaussées souples étant mince ( $\leq 5$  cm), ces efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion latérale. Les contraintes verticales

élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques du sol ou du grave qui se répercutent en déformations permanentes en surface de la chaussée. La couverture bitumineuse subit à sa base des efforts répétés de traction-flexion d'une charge roulante.

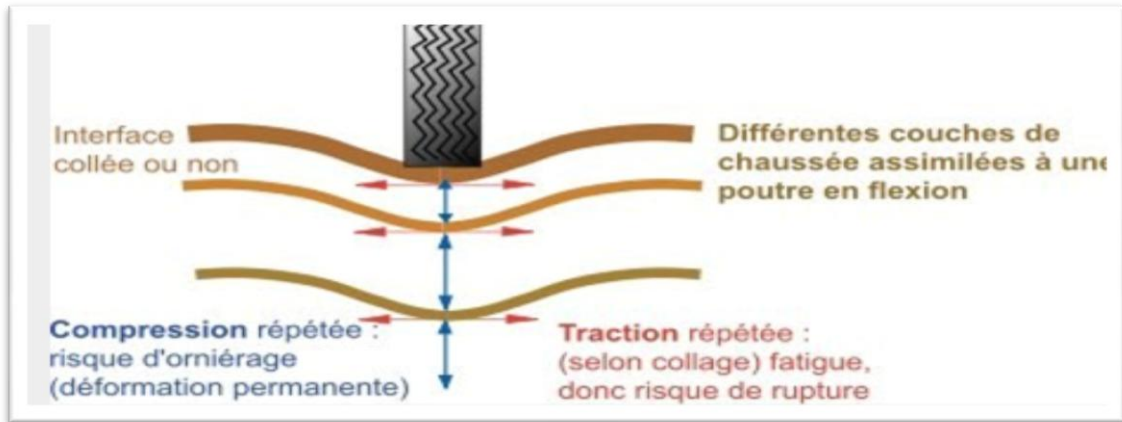


Figure I.11: Schéma de fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application

## I.9. Dégradation des chaussées

### I.9.1. Causes de dégradations des chaussées

Les principales causes de dégradation et d'usure des chaussées sont les suivantes:

#### a. Le trafic

Au passage d'un véhicule la chaussée accuse une petite fatigue. De ce point de vue les poids lourds sont particulièrement agressifs le passage d'un essieu de 13 tonnes a autant d'effet sur la structure de la chaussée que celui d'un million de véhicules de tourisme. La répétition des charges entraînent une fatigue générale de la chaussée qui présente alors des dégradations.

Le frottement des pneumatiques en mouvement sur la couche de roulement conduit également par usure à son vieillissement. Les efforts tangentiels et transversaux notamment pour les chaussées de giratoire peuvent donner lieu à des dégradations de la chaussée.

#### b. Les conditions climatiques

L'eau superficielle (pluie) ou interne (source) associée au problème du gel entraîne de nombreux désordres. De même, les variations de température et dans une moindre mesure l'action du soleil accélèrent le vieillissement des bitumes, et celui des chaussées.

#### c. Les malfaçons

Les malfaçons d'origines diverses lors de la construction ou de l'entretien (mauvais matériaux, épaisseurs insuffisantes, etc.) et également les tranchées exécutées ultérieurement sont cause de désordres.

#### d. Les accidents et les incidents

Des dégradations ponctuelles peuvent être causées suite à des accidents de circulation ou des utilisations anormales du domaine public. (SETRA, 1996).

## I.9.2 Types de dégradations des chaussées

### I.9.2 .1 les déformations

#### a. L'orniérage à grand rayon

C'est une déformation permanente longitudinale qui se crée sous le passage des roues et dont la largeur est supérieure à 80 cm.

#### Causes probables

- Vieillissement (accumulation des déformations permanentes).
- Compactage insuffisant dans les couches de granulaire à la construction.
- Capacité structurale insuffisante de la chaussée.
- Mauvais drainage des matériaux granulaires de la chaussée
- Usure (milieu urbain ou secteur avec circulation peu canalisée).



Figure I.12: L'orniérage grand rayon

#### b. L'orniérage à faible rayon

Dépression longitudinale simple, double et parfois triple, de l'ordre de 250 mm de largeur, située dans les pistes de roues (bandes 2 et 4). Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à des traces de pneus simples ou jumelés.

#### Causes probables

- Enrobé à stabilité réduite par temps chaud (ex. : bitume trop mou ou surdosage).
- Enrobé trop faible pour bien résister au trafic lourd (ex. : fluage).
- Compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place (post compactage).

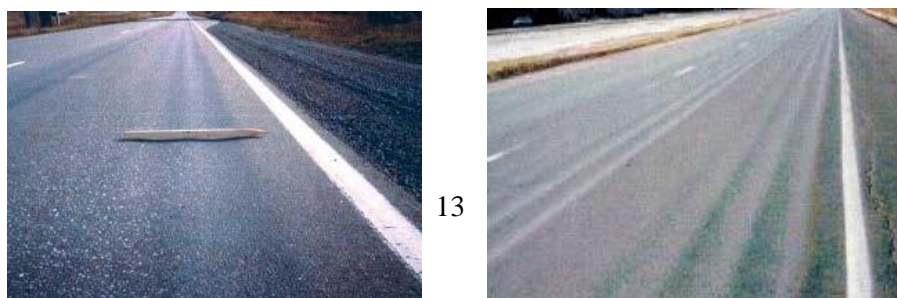


Figure I.13:L'orniérage à faible rayon

Chaque mesure d'orniérage correspond à la hauteur maximale en millimètres mesurée entre une règle de 1,8 m et la surface du revêtement.

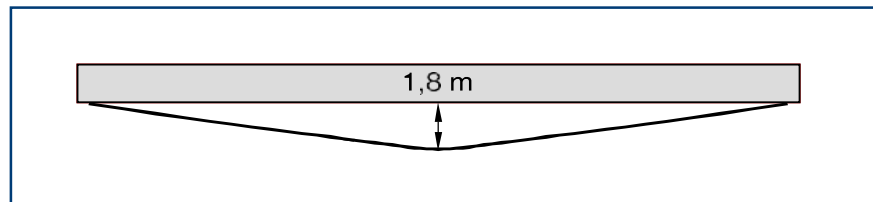


Figure I.14:L'orniérage à faible rayon (Règle de 1,8 m)

### c. L'affaissement de rive

- Enfoncement prononcé localisé à la partie de la chaussée comprise entre le bord et la bande de roulement de rive.
- Manque de support latéral et instabilité du remblai.
- Présence de matériaux inadéquats ou mal compactés.
- Zone de déblai argileux ou secteurs marécageux.
- Affouillement ou assèchement du sol support Mauvais état des réseaux souterrains (milieu urbain).



Figure I.15:Affaissement de rive.

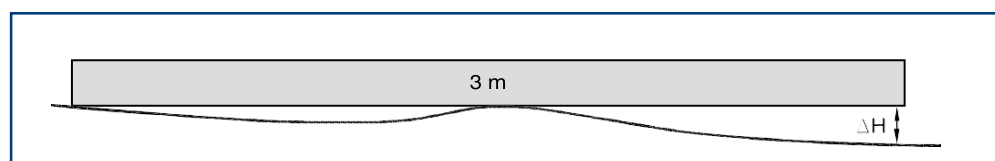


Figure I.16: simule le prolongement théorique du profil existant (La règle de 3 m).  
Le H mesuré donne le niveau de sévérité.

#### d. L'affaissement hors rive (flashe)

Dépression localisée de la surface de la chaussée, généralement de forme elliptique en plan et de longueur inférieure à 5m.

**Causes probables:** sous-dimensionnement localisé de l'assise ou du sol support/ présence d'eau provenant des couches supérieures (défaut de portance).



Figure I.17: Flashe L'affaissement hors rive (flashe) (LCPC, 1998)

#### e. Soulèvement différentiel

Gonflement localisé de la chaussée en période de gel, aussi bien parallèle que perpendiculaire à l'axe de la chaussée.

##### Causes probables

- Infrastructure gélive, phénomène hivernal récurrent.
- Matériaux sensibles à l'humidité, phénomène permanent.
- Nappe phréatique élevée et présence d'eau aux abords de la chaussée.
- Hétérogénéité des matériaux ou transition inadéquate dans la chaussée.
- Conduites souterraines à faible profondeur (milieu urbain).



Figure I.18:L'affaissement hors rive (flashe)

### I.9.2 .2 Les fissurations

#### a. Fissuration transversale

Fissuration sensiblement perpendiculaire à l'axe de la chaussée, isolée ou périodique d'espacement variable sur toute partie de la largeur de chaussée

#### Causes probables

- Retrait thermique.
- Vieillesse et fragilisation du bitume.
- Remontée de fissures après des travaux de surfacage.
- Joint de construction mal exécuté (arrêt et reprise des travaux de pose d'enrobé).
- Diminution de la section du revêtement (ex. : vis-à-vis des regards ou des puisards).
- La fissuration longitudinale en bande de roulement
- Fissuration sensiblement parallèle à l'axe de la chaussée, apparaissant exclusivement dans une bande de roulement.



Figure I.19:Fissures transversales.

#### b. Fissuration longitudinale.

Fissuration sensiblement parallèle à l'axe de la chaussée, apparaissant exclusivement dans une bande de roulement.

#### Causes Probables

- Fatigue de la structure par excès de contrainte de la ou des couches traitées sous dimensionnement ou décollement. Défauts de construction (mouvement de sols, retrait sol argileux)

- Fatigue du revêtement (trafic lourd).
- Capacité structurale insuffisante de la chaussée.



- Mauvais drainage des couches granulaires de la chaussée

Figure I.20:Fissures longitudinales

### c. Le faïençage dans les bandes de roulement

Rupture du revêtement sur des superficies plus ou moins étendues, formant un patron de fissuration à petites mailles polygonales dont la dimension moyenne est de l'ordre de 300 mm ou moins Couche de roulement..(Lesbats et Pejouan, 2012)

#### Causes Probables

- épaisseur de revêtement insuffisante.
- Vieillesse de la chaussée (oxydation et fragilisation du bitume dans l'enrobé).
- Capacité portante insuffisante.



Figure I.21: Faïençage.(Fissures en carrelage)

### I.9.2 .3 Les arrachements et Dés enrobage

#### a. Nid de poule

Désagrégation localisée du revêtement sur toute son épaisseur formant des trous de forme généralement arrondie, au contour bien défini, de taille et de profondeur variables .Les trous peuvent être comblés par du rapiéçage temporaire.

#### Causes Probables

- Désagrégation et départ de matériaux dus à une mauvaise qualité de la chaussée, à une pollution par remontée d'argile dans le corps de la chaussée, à une forte perméabilité de la
- Faiblesse ponctuelle de la fondation.
- Épaisseur insuffisante du revêtement.
- Chaussée fortement sollicitée par le trafic lourd.



Figure I.22: Nid de poule

#### b. Pelade

Arrachement par plaques de l'enrobé de la couche de surface.

#### Causes Probables

- Mauvaise adhérence de la couche de surface (ex. : manque de liant d'accrochage, incompatibilité chimique, saleté entre les couches).
- Épaisseur insuffisante de la couche de surface.

- Chaussée fortement sollicitée par le trafic



Figure I.23: Pelade

### c. Plumage

Etat d'un enduit dont la mosaïque est rendue non jointif par départ de granulats.

#### Causes Probables

- Sous dosage en liant d'un enduit superficiel
- Mise en œuvre dans des conditions atmosphériques défavorables (température trop basse, pluie...);
- Utilisation de gravillons sales ;
- Compactage insuffisant ;
- Épandages de liant inadapté ;
- Remise trop rapide sous circulation.

Cette dégradation se rencontre souvent dans les zones humides ou ombragées.



Figure I.24. : Plumage généralisé

## I.9.2 .4 Les remontées

### Le ressuage

Remontée de bitume à la surface du revêtement, accentuée dans les pistes de roues.

### Causes Probables

Surdosage de bitume sur des emplois partiels à l'émulsion ou sur des enduits ;

Enfoncement des granulats dans un support bitumineux trop «mou» ou trop «gras» (enrobé trop riche en mastic) ;

Délai insuffisant entre les réparations localisées à l'émulsion et la réalisation de l'enduit.



Figure .I .25 : Ressuage sur emploi partiels à l'émulsion

### Conclusion

Les chaussées sont souvent réalisées à base de granulats naturels issus de carrières. Par conséquent, la demande en agrégats est de plus en plus croissante au point où les sources naturelles restent parfois incapables de satisfaire les besoins nationaux. Ces dernières années, de nouveaux matériaux (matériaux de recyclage) sont testés (débris de béton, débris de briques, débris de verre,...) afin de compenser du moins partiellement le manque en granulats.

Le chapitre suivant est consacré au développement de la filière du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés, utilisés dans le secteur du bâtiment et des travaux publics (BTP).

## CHAPITRE II

# VALORISATION DES DECHETS

### II.1.Introduction

Le contexte environnemental mondial a placé la question environnementale au cœur des débats scientifiques, plus spécialement les questions de la pollution et de la gestion des déchets. Dans le domaine du Génie Civil réputé par sa grande consommation de matériaux naturels ,les avancées scientifique sont permis de valoriser différentes variétés de sous-produits industriels dans les applications de béton et en technique routière.

La valorisation des déchets n'est pas seulement une solution écologique, mais surtout une activité économique viable.

Dans ce chapitre nous allons présenter de manière générale le recyclage et la valorisation. Des déchets particulièrement dans le domaine du génie civil.

### II.2 Généralités sur les déchets

#### II.2.1 Définition de déchet

Un déchet, c'est un résidu (reste) de toute substance, de tout matériau que son propriétaire destiné à l'abandon.

#### II.2.2 Les grandes catégories de déchets de chantier

##### a. Les déchets inertes

Les déchets inertes ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique ou chimique. En fin, ils ne détériorent pas d'autres matières en contact de manière préjudiciable à l'environnement ou à la santé humaine.

L'élimination de ces déchets nécessite des installations de recyclage ou s'effectue dans des ISDI (Installations de Stockage des Déchets Inertes).

##### La valorisation des déchets inertes de chantiers

Induit plusieurs possibilités de réutilisations. À titre d'exemple, les pierres naturelles, la briques, la terre et les produits béton peuvent être valorisés en tant que granulats pour se substituer ensuite aux granulats naturels dans les travaux de renforcements d'infrastructures et le domaine routier.

##### b. Les déchets non dangereux non inertes

Représentent quant à eux 26 % des déchets dans le secteur du BTP. Sans être des déchets inertes, ils ne sont pour autant pas dangereux : ils ne sont ni corrosifs, ni explosifs. On parle

alors de déchets industriels banals (DIB). Parmi les déchets non dangereux non inertes, on retrouve par exemple le bois, le plastique, les emballages, le plâtre, les métaux et les isolants... Ils sont stockés pour leur part dans des ISDND (Installations de Stockage des Déchets Non Dangereux).

### **La valorisation des déchets non dangereux**

Ces déchets de chantier ne sont pas recyclables et ne sont pas éligibles à une incinération. S'ils n'ont pas été triés, il faut se rendre dans une déchetterie pour procéder à leur élimination.

Elle se fait par le biais d'une valorisation énergétique ou bien par la voie de la valorisation de matière. Par exemple, le bois peut subir une valorisation énergétique en étant utilisé dans des chaufferies ou bien une valorisation matière grâce à la création de pâte à papier ou de panneaux. Les métaux peuvent servir en métallurgie après avoir été refondus, le plastique et les emballages peuvent servir à une réutilisation immédiate, etc.

### **c. Les déchets dangereux**

Enfin, la gestion des déchets dangereux constitue 2 % des déchets du bâtiment. Comme leur nom l'indique clairement, ils sont dangereux puisqu'ils contiennent des substances toxiques. On y retrouve notamment les huiles, le goudron, les hydrocarbures et leurs dérivés, les piles, l'amiante, le plomb, les appareils et produits contenant du PCB ou des gaz fluorés, les bouteilles de gaz ou encore les peintures et vernis.

### **II.2.3 Le traitement des déchets dangereux**

Exige une attention particulière, que ce soit pour les produits en eux-mêmes ou leurs contenants éventuels. Au moment de la collecte, ils ne doivent jamais être mélangés avec d'autres déchets de chantiers. Ils doivent également être emballés et étiquetés. Dans la mesure où ils ne pourraient pas être valorisés, ces déchets dangereux sont alors stockés dans des **ISDD** (Installations de Stockage des Déchets Dangereux).

### **II.2.4 Origine de la production des déchets.**

La production des déchets est inéluctable pour les raisons suivantes:

Biologiques: out cycle de vie produit des métabolites.

Technologiques: tout procédé industriel conduit à la production de déchet.

Économiques: les produits en une durée de vie limitée.

Écologiques: les activités de la dépollution (eau, air) génèrent inévitablement d'autres déchets qui nécessiteront une gestion spécifique.

Accidentelles: les inévitables dysfonctionnements des systèmes de production et de consommation sont eux aussi à l'origine de déchets. (Pimienta et Remond, 1997)

## II.2.5 Les déchets de construction et de démolition

### Déchets de démolition

Béton et briques, acier de renforcement béton, panneaux en bois, lambris en bois, céramiques, verre, terre, pierres et cailloux

L'essentiel de ces déchets est minéral et inerte Ils ne présentent donc pas de risque de pollution mais la présence de dépôts sauvages constitue une pollution visuelle

### Déchets de Construction

- Maçonnerie
- Toutes les sortes de bois non traitées y compris le bois en sciage et les matériaux de dernière couche
- Matériaux de plaque en bois, dalles en bois, Métaux, toit, Isolation, tapis et protection, plâtre, Peinture inutile (résiduel), tuyauterie, canal d'électricité



Figure II.1 : Démolition de constructions illicites bord de la mer à Bordj El Kiffan



Figure II.2 : Opération de démolition promotions Immobilières à Mostaganem



Figure II.3 : Tremblement de terre 6 février 2023 Turquie et la Syrie Photo: KEYSTONE/EPA/SEDAT



Figure II.4 : Quelques photos de déchets produits par le bâtiment (Batiweb)

### II.2.6 Modes de traitement des déchets

Les recyclages 'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des trois 'R':

Par ordre de priorité, différents modes de traitement des déchets doivent être privilégiés :

**R**éduction des déchets a la source

**R**éemploi ;

**R**ecyclage

### **II.2.7 Pratiques à suivre pour la gestion des déchets de chantier**

Solutions de gestion des déchets sur un chantier sont bien entendu fortement influencées par la nature et l'ampleur des travaux. Cependant, on retrouve quelques éléments récurrents :

- L'organisation en amont (mieux vaut louer une benne en temps et en heure) ;
- Le tri (des déchets non triés seront moins facilement valorisables) ;
- Le stockage ;
- Le transport ou la collecte éventuelle.

#### **Comment identifier et où mettre les déchets de chantier ?**

Pour effectuer le tri et le stockage des déchets sur un chantier, avoir pris des mesures au préalable est impératif. De multiples solutions peuvent être mises à disposition : bennes de collecte, sacs à gravats, cuves, fûts ou encore conteneurs.

#### **Les bennes de collecte**

- Les bennes à gravats
- Les bennes à déchets industriels banals (DIB)
- Les bennes pour les déchets verts ou déchets recyclables
- Les bennes pour objets encombrants.

#### **Les sacs à gravats**

- Les sacs à gravats sont très utiles lorsqu'il faut évacuer un faible volume de gravats ou bien dans les situations où l'accès au chantier est difficile. mais il peut être plus pertinent de louer un camion bras de grue pour déplacer le sac de gravats.

### **II.3 Recyclage de déchets dans le domaine du génie civil**

Il consiste à réutiliser en partie ou totalement les matériaux qui composent un déchet pour fabriquer de nouveaux produits.

#### **II.3.1 Processus du recyclage des déchets du bâtiment**

Les déchets inertes (pierres, matériaux de terrassement et de démolition, briques, verre...) représentent environ 65 % des déchets du bâtiment. Triés, puis recyclés, ils peuvent être réutilisés en remblai.

Les déchets non dangereux (bois, cartons, plastiques, métaux, plâtre...) sont envoyés sur différentes filières de recyclage pour être valorisés.

Les déchets dangereux (bois traités, métaux lourds, peintures, solvants...) sont, eux, traités dans des filières spécialisées.

## **II.3.2 Les Avantages Des Matériaux Recyclés**

### **Réduction L'effet Environnementale**

Le recyclage des déchets de construction peut réduire le besoin d'extraire des matières premières et de produire de nouveaux matériaux.

### **Economiser**

Le recyclage des déchets de construction peut réduire les coûts du projet global de construction. Le coût du matériel dans l'industrie de la construction peut être considérablement réduit par le recyclage, en utilisant des matériaux recyclés au lieu des nouveaux matériaux.

### **Epargne des matériaux**

Le recyclage permet de protéger les matériaux de construction en diminuant la nécessité des nouvelles ressources utilisées pour produire de nouveaux matériaux. La quantité d'approvisionnement des nouveaux matériaux de construction peut être réduite car la plupart des déchets de construction sont recyclables et réutilisables.

### **Economie de l'Énergie**

Le recyclage conserve le 95% de l'énergie utilisé pour fabriquer des produits en aluminium et en cuivre.. Généralement, le coût de production de l'aluminium recyclé serait moins cher par rapport à l'aluminium primaire car lors de la production on utilise moins l'énergie.

### **Protéger les Sites Décharges**

Le recyclage des déchets de construction et de démolition peut également réduire le besoin de nouveaux terrains de décharges. Puisque la majorité des déchets de construction seront recyclés et qu'il n'y a qu'une petite quantité de déchets provenant de l'industrie de la construction, le recyclage bénéficie les sites de décharge.

### **Créations de L'emploi**

Le recyclage crée des opportunités d'emplois et des activités économiques dans le secteur de la construction. L'industrie de construction crée plus d'opportunité de recrutement car elle contient de nombreux traitement de recyclage à suivre par la main-d'œuvre.

### II.3.3 Les Inconvénients Du Recyclage

#### Coûts d'investissement a compte élevés

Le recyclage n'est pas toujours rentable. La mise en place d'une nouvelle installation de recyclage des déchets nécessite un grand capital.

#### Les sites de recyclage sont souvent non-hygiénique, insécurité et disgracieuse.

Les endroits où tous les types de déchets sont excavés constituent une bonne toile de fond pour la formation d'éruption et la propagation de maladies infectieuses. Les produits chimiques nocifs provenant de ces déchets peuvent causer également de danger.

#### Les produits provenant de déchets recyclés ne sont pas souvent durables.

Les produits fabriqués à partir de déchets recyclés ne sont pas toujours à bon qualité. Ces produits sont presque souvent fabriqués à partir des matériaux réduits, qui sont extrêmement utilisés et fragiles, récupérés par des montagnes de déchets. Cela rend les déchets recyclés moins durables et moins coûteux.

#### Le recyclage n'est pas souvent à bon marché

Parfois, le recyclage des déchets n'est pas si moins cher comme la plupart des gens y pensent. Défis, il est nécessaire de mettre en place une autre unité de recyclage des déchets à traiter.

#### Le recyclage n'est pas répandu à grande échelle

Bien que le recyclage joue un rôle important dans la réduction du taux de pollution, le procédé n'a pas été largement adopté et amélioré. Malheureusement, le recyclage n'est considéré encore qu'une petite partie pour atteindre le succès à long terme. (Vural MERCAN Ing en GC)



Figure II.5 : Les filières de recyclage des déchets en action



Figure II.6 : Concassage mobile, valorisation déchets inertes

#### **II.4.Généralités sur les débris de briques**

Le terme de débris fait référence d'une part à l'origine des déchets, c'est-à-dire les décombres de bâtiments effondrés et, d'autre part, à leur nature, celle de gravats (des déchets inertes). Cette double étymologie revêt une connotation négative, puisqu'elle est associée aux produits de la destruction de la ville.

De plus, le terme de débris tend à restreindre la diversité des types de déchets pris en compte, car il n'inclut que les déchets inertes, assimilables essentiellement à des déchets du bâtiment et des travaux publics

Avec quoi construit-on une habitation ? Avec des briques, naturellement tout le monde connaît ce magnifique produit.

Si dans le passé, la couleur rouge était la plus répandue, on dispose aujourd'hui d'innombrables couleurs. On l'observe partout autour de nous. Aujourd'hui, les produits se sont diversifiés- blocs pour murs intérieurs, briques de parement, briques de pavage, ... mais restent tous des produits en terre cuite.

##### **II.4.1 Définition de la brique**

Les briques sont les produits céramiques, dont les matières premières sont des argiles, avec ou sans additifs. La forme des briques est généralement parallélépipède rectangle. Elles sont couramment utilisées dans la construction des bâtiments et des travaux publics. Par rapport aux autres matériaux, c'est un des plus anciens matériaux de construction.



Figure II.7:déchets de briques dans un chantier ( alamy images.)

## **II.4.2 Options pour les briques recyclées**

### **II.4.2.1 Matériaux de remplissage et déstabilisation dans les infrastructures**

#### **Routes Secondaires**

Les déchets de maçonnerie et les rebuts de briques ont été utilisés pour remplir et stabiliser les routes secondaires, en particulier dans les zones humides telles que les bois et les champs. Cette pratique est courante dans les pays qui manquent de réserves de pierre suffisantes,

#### **Routes principales**

Les briques, les tuiles et autres maçonneries en terre cuite broyée peuvent être utilisées dans Des projets de construction routiers plus importants, en particulier sous forme de couche de base non traitée. Elle est utilisée dans la construction des routes.

Bien que la maçonnerie broyée puisse être utilisée dans la construction des routes peu fréquentées, elle n'est pas adaptée pour les routes à grande circulation en raison du risque de déformation.

Ce matériau remplace les matériaux naturels tels que le sable et le gravier qui sont généralement utilisés en grandes quantités à cette fin.



Figure II.8 : Débris de briques et de béton sur un chantier après la démolition.

#### **II.4. Conclusion**

Le bon traitement et la bonne gestion des déchets permettent de limiter les impacts nuisibles sur les plans environnemental et sanitaire et d'offrir de nouvelles ressources renouvelables et durables qui contribuent à l'innovation dans le domaine des matériaux de construction, notamment par la valorisation des déchets de briques sous forme de granulats dans les travaux routiers, et une utilisation dans le domaine de génie civil, néanmoins leurs utilisations doit être conforme aux exigences techniques prescrites par les normes.

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 dans cette étude fera l'objet du prochain chapitre.



## CHAPITRE III

### IDENTIFICATION DES MATÉRIAUX

#### III.1 Introduction

Avant d'étudier le comportement mécanique de tout matériau, il est nécessaire de déterminer un ensemble de propriétés (physiques, chimiques, minéralogiques,...) qui permettent de le caractériser et de faciliter la compréhension de son comportement sous différentes sollicitations auxquelles il sera soumis. Ces propriétés sont déterminées par des essais de laboratoire, appelés «essais d'identification»:

- La teneur en eau (w);
- Masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ );
- Masse volumique humide ( $\rho_h$ );
- Masse volumique sèche ( $\rho_d$ );
- L'indice des vides (e);
- La porosité (n);
- Le degré de saturation ( $S_r$ );
- Limites d'Atterberg;
- Analyse minéralogique.

#### III.2. Présentation et identification des matériaux

##### III.2. 1 Le schiste

Le schiste est un terme utilisé pour désigner toute roche de composition diverse ayant acquis une schistosité sous l'action de contraintes tectoniques, se traduisant par un débit en feuillets d'épaisseur variable. Ce débit est dû soit à une fracturation (schistosité de fracture), soit à une orientation des minéraux de la roche occasionnée par un métamorphisme (schistosité de flux). Les schistes peuvent être localement utilisés en couverture sous l'appellation d'ardoises ou de lauzes. Ils sont dénommés plus précisément en fonction de leur nature pétrographique : schistes lustrés, schistes ardoisiers, ardoises, micaschistes, calcschistes, etc. Cependant, toute roche se débitant en feuillets n'est pas pour autant un schiste. Le débit ou clivage peut provenir d'un litage sédimentaire par exemple.

La schistosité est un feuilletage présenté par certaines roches, acquis en profondeur, suivant des plans parallèles, sous des contraintes tectoniques de pression. Les roches présentant une schistosité sont qualifiées de schistes et peuvent plus ou moins facilement se débiter en dalle ou feuillets de pierres plates. (François, 2016)

### III.2.2 Les différents types de schiste

#### III.2.2.1. Schistes du métamorphisme général très faible

Ils sont à la limite du domaine du métamorphisme ; Ils sont souvent considérés encore comme des roches sédimentaires, par exemple :

- **Schiste ardoisiers**

Roches ayant acquis une schistosité, à grain fin et homogène, à surface parfois légèrement satinées, noire, grise ou violacée, se débitant en plaquettes laminées dont le constituant principal est l'argile.

- **Schistes bitumineux**

Schiste contenant du bitume naturel, noir, à toucher gras, riche en matières organiques sa propélique. Appelés aussi : schistes carburés, schistes pétrolifères.

#### III.2.2.2. Schistes du métamorphisme général faible (Epizonal)

Ces schistes montrent des recristallisations minérales plus nettes, par exemple :

- **Schistes sériciteux ou satinés**

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, de teinte généralement grise à surface blanchâtre nacrés ou satinés dues à la présence de feuillets de séricite.

Schistes talqueux

Schistes contenant du talc, accompagné de micas et de quartz, formé lors du métamorphisme de roches ultramafiques.

- **Schistes chloriteux**

Roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, verdâtre, riche en fines lamelles de chlorite avec fréquemment des amphiboles vert pâle et des granules microscopiques d'épidote.

- **Schistes lustrés**

Roches métamorphiques cristallines et foliées, composées principalement de calcschistes verts ou des schistes bleus.

#### III.2.2.3. Schistes du métamorphisme général plus fort (Catazonal)

- **Micaschistes**

Roche métamorphiques communes, épizonales à mézozonales, à grains généralement moyens, à schistosité et foliation marquées, constituées de lamelles de micas visibles à l'œil nu, claire ou sombres selon la couleur du mica, en alternance avec des lamelles de quartz. C'est donc des schistes micacés. Les micaschistes dérivent des argiles et des pélites calcaireuses.

#### III.2.2.4. Schistes du métamorphisme de contact

- **Schistes tachetés**

Schistes dans lesquels le métamorphisme de contact à basse intensité a développé des minéraux de néoformation qui se concernent en agrégats ayant l'aspect de taches. Ces roches sont, en général, de couleur grise à noire. (Pierre, 1953), (Melbouci, 2006)

### III.3 Présentation et identification du schiste étudié

Dans ce travail, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats de schistes et les débris de brique. Le schiste étudié est extrait dans un massif du situé à 10 km environ de mont Belloua, de la wilaya de

Tizi-Ouzou est extrait sous forme de blocs sur site, ensuite concassé par des moyens mécaniques selon la granulométrie désirée au laboratoire de L'MDS de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. La granulométrie de classe 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussée prescrit par la norme NF EN 13-285(2010)



Figure III.1 : Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de schistes  
(Belloua, Tizi-Ouzou)

#### III.3.1 Concassage et tamisage du schiste

Après concassage manuel des blocs de Schiste de différentes tailles, Ensuite, séchée et concassée selon la granulométrie désirée de telle sorte à former une courbe granulométrique de classe 0/20 mm, délimitée par un fuseau bien précis relatif aux corps de chaussée prescrit par la norme NFEN13-285.



Figure III.2: Granulats du schiste après concassage et tamisage. NFEN13-285(2010).

Après avoir reconstitué, ses échantillons (schiste et débris de brique) on les a adaptés à la courbe suivante :

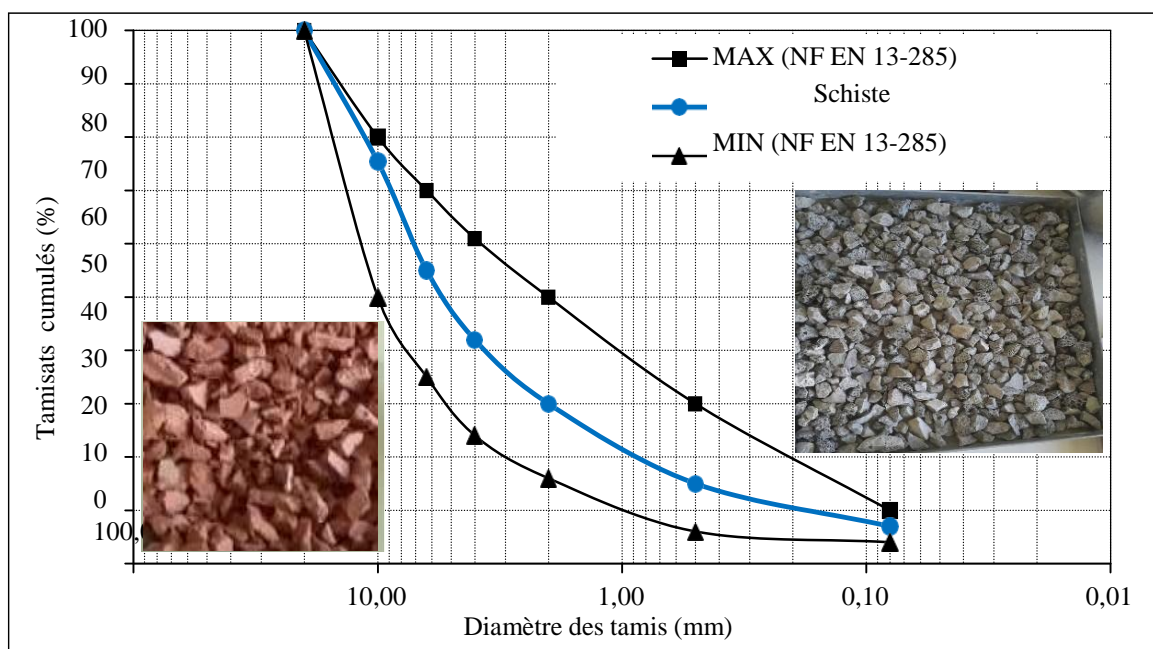


Figure III.2: Courbe granulométrique des matériaux et des mélanges étudiés selon la norme NFEN13-285 (2010).

Après concassage manuel des blocs de schiste, une étude d'identification a été réalisée au laboratoire pour déterminer ses caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

### III.3.2 Teneur en eau(w)

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle (mw) par la masse des grains solides; est déterminée selon la norme NFP94-050 (méthode par étuvage). L'essai de détermination de la teneur en eau, consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 75°C pendant 24 heures et le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

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

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau.

Matériau	W (%)
Matériau schiste	1.85

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

### III.3.3 Les masses volumiques

#### a. La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) par pesée hydrostatique

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-064. L'essai consiste à peser l'échantillon à l'air libre, puis à établir une deuxième pesée après paraffinage, et enfin, repeser le tout plongé dans l'eau.



Figure III.4: Mode opératoire. (Pesée hydrostatique.)

La masse volumique déterminée par l'équation suivante :

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

Avec:

$M_r$  : Masse de la roche

$M_{rp}$  : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;  $M'_{rp}$ : Masse de la roche paraffinée dans l'eau;

$\rho_p$ : Masse volumique de la paraffine = 0,88g/cm<sup>3</sup>;

$\rho_w$ : Masse volumique de l'eau = 1g/cm<sup>3</sup>.

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais réalisés

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

Paramètre	1 <sup>ère</sup> essai	2 <sup>ème</sup> essai	3 <sup>ème</sup> essai
Masse de la roche ( $M_r$ )	305 ,2	491,1	514,0
Masse de la roche paraffinée à l'air libre ( $M_{rp}$ )	308 ,2	495 ,1	520 ,8
Masse de la roche paraffinée dans l'eau ( $M'_{rp}$ )	196,3	311,2	332,9
Masse volumique sèche $\rho_d$	2,81	2,73	2,69
Moyenne	<b>2,74g/cm<sup>3</sup></b>		

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

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

$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Appréciation
<1.6	Faible
1.6 – 1.8	moyenne
>1.8	Dense

En se référant au tableau III.3, on constate que le schiste utilisé est un schiste dense.

(Norme NF P94-064)

### b. La masse volumique humide $\rho_h$ (NF P94-053)

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

Avec:

W: Teneur en eau du matériau;

$\rho_d$ : Masse volumique sèche.

L'application numérique donne:  $\rho_h = 2.74 \times (1 + 0.0185)$

$$\rho_h = 2.79 \text{ g/cm}^3$$

### c. La masse volumique des particules solide $\rho_s$ (méthode du pycnomètre)

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NFP94-054. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée.  $\rho_s$  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.5: Exécution de l'essai avec pycnomètre.

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

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau III.4.

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

Masses	Valeurs en (g)
M <sub>1</sub>	207,0
M <sub>2</sub>	258,2
M <sub>3</sub>	800,0
M <sub>4</sub>	764,0
$\rho_s$	3.36g/cm <sup>3</sup>

Avec :

M<sub>1</sub> : Masse du pycnomètre vide +bouchon;

M<sub>2</sub> : Masse du pycnomètre+ particule solide +bouchon;

M<sub>3</sub> : Masse du pycnomètre + particule solide + eau + bouchon;

M<sub>4</sub>: Masse du pycnomètres +eau +bouchon;

$\rho_w$ : Masse volumique de l'eau égale à 1(g/cm<sup>3</sup>).

### III.3.4 Indice des vides(e)

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

Il est déterminé par la relation suivante:

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

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés ( $\rho_s$  et  $\rho_d$ ) selon la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad e = \frac{3,36}{2,74} - 1 = 0,22 \quad e = 0,22$$

### III.3.5 Degré de saturation (Sr)

Le degré de saturation définit le volume d'eau contenue dans un échantillon de sol, il est égal au rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol. 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:

$$S_r = \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} \right) \left( \frac{w}{e} \right) = \left( \frac{3,36}{1,00} \right) \left( \frac{1,85}{0,22} \right) = 28,25 \quad S_r = 28,25\%$$

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

Saturation(%)	Appréciation
100	Saturé
76– 99	Détrempé
51– 75	Mouillé
26– 50	Humide
1– 25	Légèrement humide
0	Sec

D'après les valeurs du tableau III.5, le schiste étudié est dans un état humide

### III.3.6 Porosité

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

$$n = \frac{V_v}{V}$$

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

$$n = \frac{e}{(e + 1)} = 18.03\% \quad n = 0.18$$

Tableau III.6 : Les résultats des essais d'identification sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristique déterminée	Résultat moyen
Teneur en eau naturelle: $w(\%)$	1.85
La masse volumique sèche $\rho_d$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.74
La masse volumique humide $\rho_h$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.79
La masse volumique des particules solide $\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	3.36
Indice des vides	0.22
Degré de saturation $S_r(\%)$	22.92
Porosité $n(\%)$	18.03

A partir de ces résultats nous constatons que le schiste étudié est un schiste dense d'une teneur en eau, un degré de saturation et un indice des vides faible

### III.3.7 Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051).

Les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et à en observer la consistance.

Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide.

Les limites d'Atterberg sont:

- Limite de liquidité **W<sub>L</sub>**: teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique
- Limite de plasticité **W<sub>P</sub>**: c'est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (sol durcit)
- Limites de retrait **W<sub>S</sub>**: Le passage à l'état solide d'un sol s'effectue au départ avec réduction du volume ou retrait, puis à volume constant donc sans retrait.

À partir des limites de plasticité et de liquidité, on détermine 2 paramètres:

- Indice de plasticité **I<sub>p</sub>**: cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol .

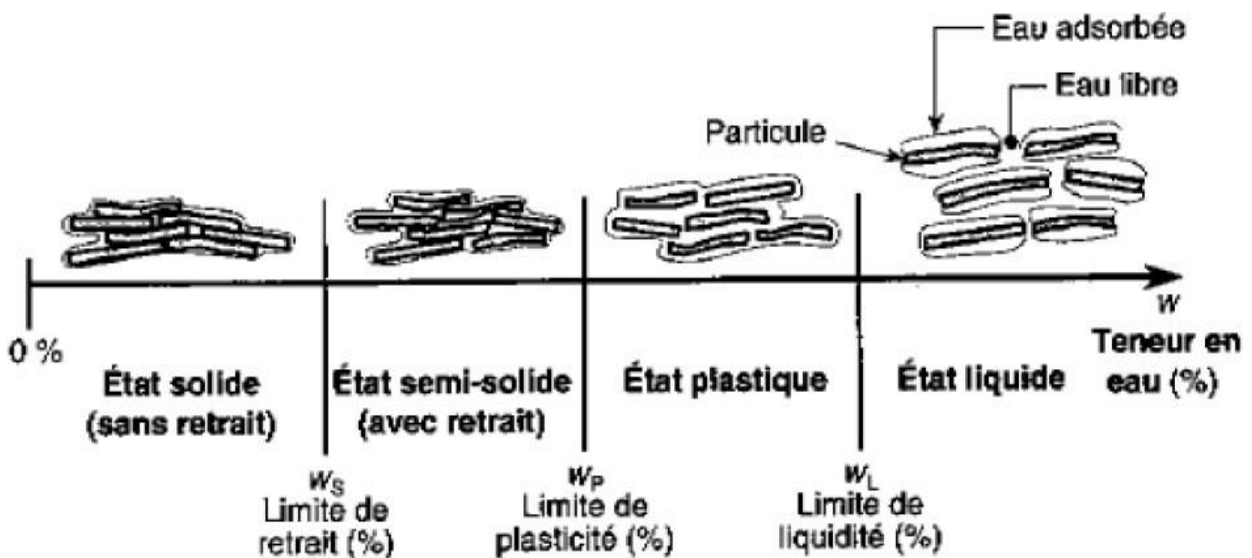


Figure III.6 : états de consistance d'un sol – Limites d'Atterberg

### - Détermination de la limite de liquidité WL

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 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.



Figure III.7: Détermination de la limite de liquidité.

### - Détermination de la limite de plasticité Wp.

La limite de plasticité WP est la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol perd sa plasticité devient friable. Elle se définit par la possibilité de former sous le doigt un rouleau de 3mm de diamètre qui se fissure et se brise quand on le soulève de 1 à 2 cm par le milieu.

On exécute 2 essais pour déterminer cette limite. Cette opération se schématise comme suit:

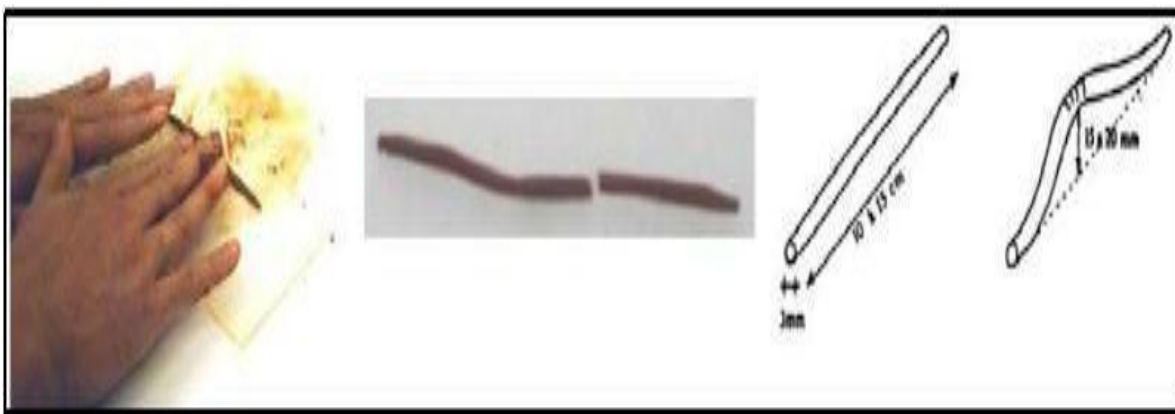


Figure III.8: Etape de la limite de plasticité.

Après plusieurs tentatives, nous avons constaté que les limites d'Atterberg sont non mesurables. En effet, le matériau contient des fines sableuses empêchant de tracer la rainure (wl) et de former le rouleau (wp)(voir figure III.8).

### III.4 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X

III.7 Le résultat du diffractogramme sont présentés sur la figure III.9 et sont consignés dans le Tableau

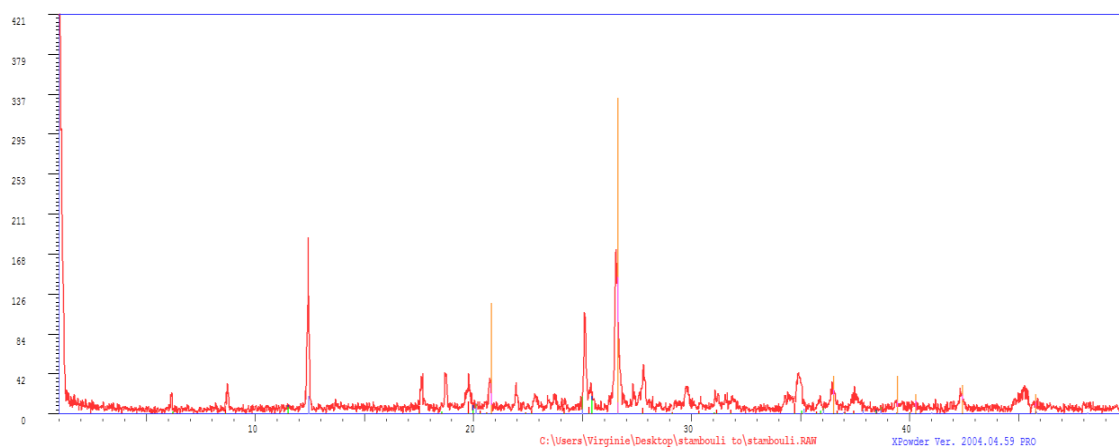


Figure III.9: Diffractogramme du schiste étudié.

Tableau III.7: 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 la 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.

Puisque le pourcentage du Quartz est entre 35 et 55 et la muscovite avec un pourcentage de 28.3 plus élevé à la Kaolinite et la Chlorite-vermiculite alors notre schiste est un **schiste satiné**.

### III.5 Débris de brique

La brique utilisée dans cette étude est récupérée sous forme de morceaux sur un chantier, ensuite concassée par des moyens mécaniques selon la granulométrie désirée, de telle sorte à former une courbe granulométrique de classe 0/20 mm, identique à celle du schiste. NFEN13-285(2010).



Figure III.10: Débride briques d'un chantier à Ardjaouna



Figure III.11: Débris de brique après concassage et tamisage.

### III.5.1 Les caractéristiques physico-chimiques de la brique

Selon, les types d'argiles sont dans les briques cuites. Ils sont : les illitiques (couleur marron gris à rouge) les kaolinique et les bravai stiques (couleur orange à rose). Les éléments métalliques sont aussi trouvés dans la pâte argileuse. Ces éléments dits « réfractaires » le degré de fusion est très supérieur à celui de la température (800° à 1000°) des fours à brique : la silice (SiO<sub>2</sub>) et de l'aluminium (AL<sub>2</sub>O<sub>3</sub>).

Les déterminants de la couleur basique de la brique (les colorants) ce sont à l'oxyde de fer.

- L'oxyde de titane.
- L'oxyde de manganèse.
- Les fondants aussi ce sont à deux types :
- Les oxydes alcalins (oxyde de sodium et potassium).
- Les oxydes alcalino-terreux (chaux et magnésie).

Tableau II.8:Composition minéralogique de déchets de briques.

Eléments	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	P.F
Pourcentages(%)	6.06	66.52	14.20	5.45	2.35	0.73	2.09	0.73	1.00

### III.5.2 Propriétés mécaniques

Module de Young: dépend de la porosité et de l'ordre de 7GPa.

Module de Poisson: environ 0,3

Résistance à la compression: 10-50 MPa

Résistance à la traction: 1,8-2 MPa

### III.5.3 Préparation des échantillons

Les échantillons soumis aux essais mécaniques, ont été préparés selon les proportions en mélange de schiste et de débris de brique suivantes :

- Echantillon1: schiste seul;
- Echantillon2:Mélange de schiste +10% de débris de brique;
- Echantillon3:Mélange de schiste +30% de débris de brique;
- Echantillon4:Mélange de schiste +50% de débris de brique;

Les mélanges sont formés de telle sorte à garder la même classe granulaire (0/20) correspondant à la courbe granulométrique présentée sur la (figure III.3)

### **III.5 Conclusion**

Ce chapitre a été consacré à l'identification des matériaux utilisés, afin de mieux présenter leurs aspects physiques, chimiques et minéralogiques. Les résultats obtenus ont permis d'avoir une idée sur la nature de ces matériaux. Ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leur comportement mécanique sous les différents types de sollicitations aux quelles ils seront soumis.

Dans le chapitre suivant, sera entamée la première série d'essais mécaniques à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié et les essais de portance CBR avant et après immersion.

## **CHAPITRE IV COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIÉS**

### **IV.1.Introduction**

Dans le génie civil on peut distinguer deux principaux domaines d'application du compactage :

Le domaine des chaussées.

Le domaine des grands terrassements, remblai, barrages etc....

Ces domaines se distinguent par le degré d'élaboration du choix et de traitement du matériau et plus particulièrement par l'énergie de compactage mise en œuvre par unité de volume de matériau. Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répondant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions. Etant 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.

### **IV.2.Essais de compactage**

#### **IV.2.1 Définition du compactage**

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.(Arquie et al., 1987).

Après compactage, le sol acquière:

- Une augmentation de la capacité portante ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une augmentation de la densité sèche ( $\gamma_d/\gamma_w$ );
- Une diminution de la perméabilité ;

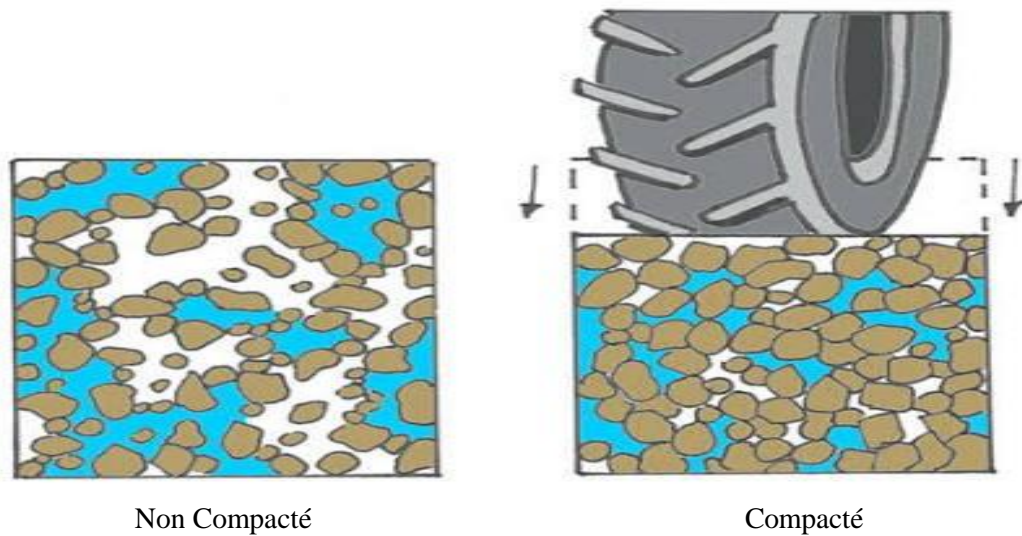


Figure IV.1: Compactage des sols.

### IV.2.2. Objectif du compactage

L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation. (Degoutte, 2002).

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

### IV.3. Classification des sols en vue du compactage

#### IV.3.1. Les enrochements

Des essais de force portante sur des enrochements non compactés, comparés à des essais sur des enrochements vibrés ont indiqué que la capacité portante est multipliée par dix, dans certains cas par un compactage efficace. Le module d'élasticité d'enrochements peut atteindre  $800 - 1600 \text{ kg/cm}^2$  au premier cycle de chargement et  $1600 - 3200 \text{ kg/cm}^2$  au cycle suivant de chargement. Les tassements mesurés dans des enrochements de bonne qualité bien compactés se sont révélés très faibles. (Arquie et Morel, 1988).

### **IV.3.2. Sables et graviers**

Il est important de comparer les courbes Proctor des sables et graviers à drainage libre avec celles d'autres types de sols. Les sables et graviers atteignent leur densité maximale, soit complètement secs, soit complètement saturé. Entre ces deux extrêmes, à la teneur en eau naturelle normale, on obtient des densités plus faibles. Les courbes Proctor des sables et des graviers sont, cependant, souvent relativement plates, ce qui signifie qu'un compactage par vibrations efficace à la teneur en eau naturelle donne une densité assez élevée qui est acceptable dans de nombreux cas.

Des essais récents, au laboratoire et en vraie grandeur, ont montré clairement qu'un sable ou bien un gravier complètement sec pouvait également être vibré jusqu'à une très haute densité. Lorsque le sable est complètement sec ou complètement saturé, la cohésion apparente due à la capillarité de l'eau interstitielle ne gêne plus le réarrangement des particules du sol.

### **IV.3.3. Limons, sols siliceux**

Des rouleaux vibrants lourds ont aussi été utilisés sur des sables siliceux, ainsi que sur des silts purs. De tels sols ont été compactés avec succès jusqu'à des épaisseurs de couches de 75 à 100 cm par des rouleaux vibrants lourds. Il ressort de ce qui vient d'être dit que, sur des couches épaisses de remblais, les rouleaux vibrants tractés représentent ; dans de nombreux cas, une solution bien adaptée et économique.

### **IV.3.4. Argiles**

Une argile, à sa teneur en eau optimale, réclame un effort de compactage important. Les machines qui sont utilisées doivent exercer des forces de compression et de cisaillement relativement importantes sur le matériau. Avec tous les types de compacteurs, le compactage doit être réalisé en couches d'une épaisseur plus faible que dans le cas des sols non cohérents.

Deux solutions principales sont envisageables pour le compactage par vibrations de tels matériaux cohérents. Dans certains cas, des rouleaux vibrants lourds à bille lisse ont donné de bons résultats. L'autre possibilité est d'utiliser des rouleaux à pieds de moutons ou à pieds dameurs. (Arquie et Morel, 1988).

### **IV.3.5. Le compactage sur le chantier**

Le principe du compactage repose sur la pression au sol exercée par une charge qui se déplace sur la surface. Lorsque l'on applique une charge au sol, celle-ci se transmet à travers cette couche pour atteindre les couches inférieures.

### IV. 3.6 Matériel et procédés spéciaux de compactage in-situ

Dans les procédés courants de compactage sur chantier, on utilise des engins légers et des engins lourds (Figure IV.2) et cela suivant la spécificité du sol à compacter et la nature des travaux à réaliser :

Les engins de compactage les plus utilisés sont classés en trois catégories :

- Les rouleaux à pneus
- Les rouleaux vibrants
- Rouleaux lisses
- Les rouleaux à pieds dameurs.

#### Engins légers



Plaque vibrante



Rouleau vibrant autopulsé



pilons à air comprimé

#### Engins lourds



Rouleaux pieds dameurs



rouleaux vibrants,



Compacteur à pneus

Figure IV.2 : Quelques engins de compactage sur chantier

#### IV.4. Les facteurs qui influencent le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R. PROCTOR (1933) que l'on doit les premières études. (A-djedid et al, 1998).

##### IV.4.1. Energie de compactage

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues. Plusieurs auteurs (Khaye et al, 1979 et Gaye, 1995) montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage. Les auteurs Martinez (1980) et Gaye (1995) remarquent que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui n'atteignent pas les charges de rupture peut être de trois types :

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

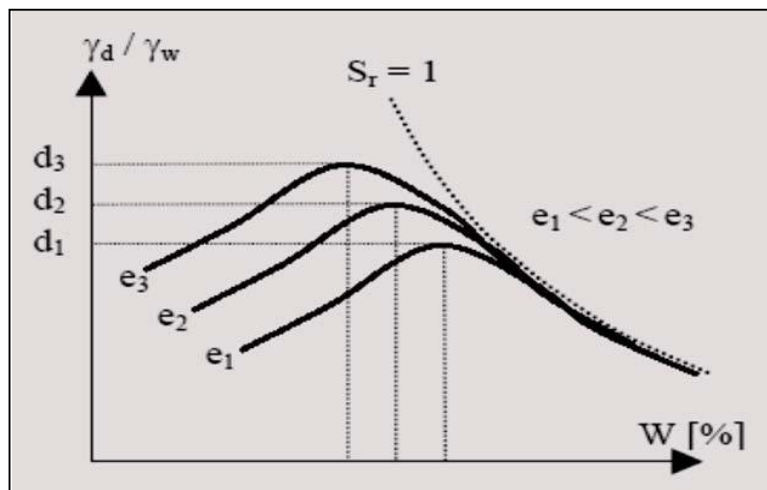
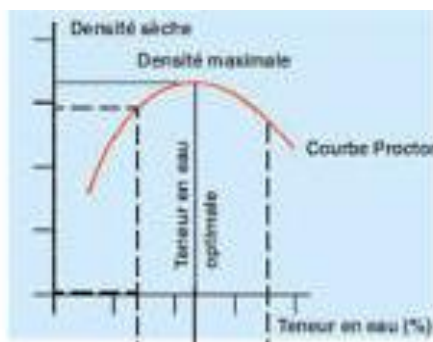


Figure IV.3 : Influence de l'énergie de compactage. (Lereau, 2006)

#### IV.4.2. Teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie. Lors d'un essai de compactage, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation du poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau  $w$ , on obtient une courbe en cloche. Cette influence peut être expliquée par l'effet d'attraction des forces capillaires qui constitue une résistance au réarrangement des grains. Pour étudier comment la teneur en eau influe sur le compactage d'une terre, Proctor a imaginé de procéder au tassement mécanique d'un échantillon, toujours de même façon, en modifiant seulement le degré d'humidité. Ayant tamisé, puis disposé la terre par couches égales dans un cylindre de dimensions bien définies, il tasse chaque couche à l'aide d'un pilon, toujours de même poids, tombant toujours de la même hauteur, un même nombre de fois  $n$ . En faisant varier la teneur en eau. (Varlet, 1966).



**Faible teneur en eau**  
Frottements internes élevés  
Faible densité

**Teneur en eau optimale**  
meilleur compactage  
densité maximale

**Teneur en eau élevée**  
pression élevée de l'eau  
faible densité

Figure IV.4 : Influence de la teneur en eau sur le compactage. (Varlet, 1966)

#### IV.4.3. Nature du sol

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne

quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants.

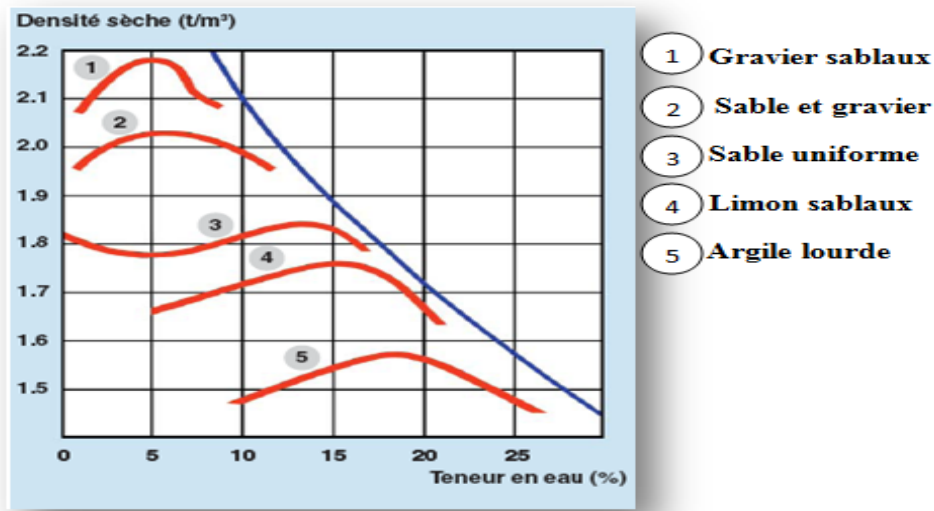


Figure IV.5 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

#### IV.5. Les essais de compactage au laboratoire

Les essais de compactage effectués en laboratoire permettent de déterminer la masse volumique sèche maximale pour une énergie de compactage donnée. (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également. Ces essais ont pour objet de tracer les courbes de compactage. (Leflaive et al, 1974)

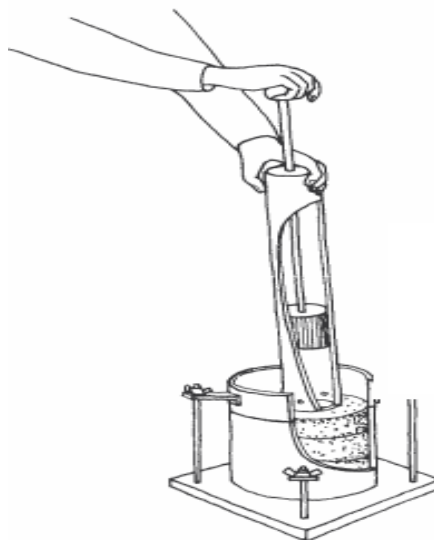


Figure IV.6 : Essai de compactage.

- **L'essai Proctor Normal (PN)**

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

- **L'essai Proctor Modifié (PM)**

Le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

Tableau IV.1 : Conditions des essais Proctor normal et modifié.

Essai Proctor	Masse de la dame (kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage ( $\text{kJ}/\text{dm}^3$ )
Normal	2.490	30.50	25(moule Proctor)	3	0.59
			55 (moule CBR)	3	0.53
Modifier	4.540	45.70	25(moule Proctor)	5	2.71
			55 (moule CBR)	5	2.41

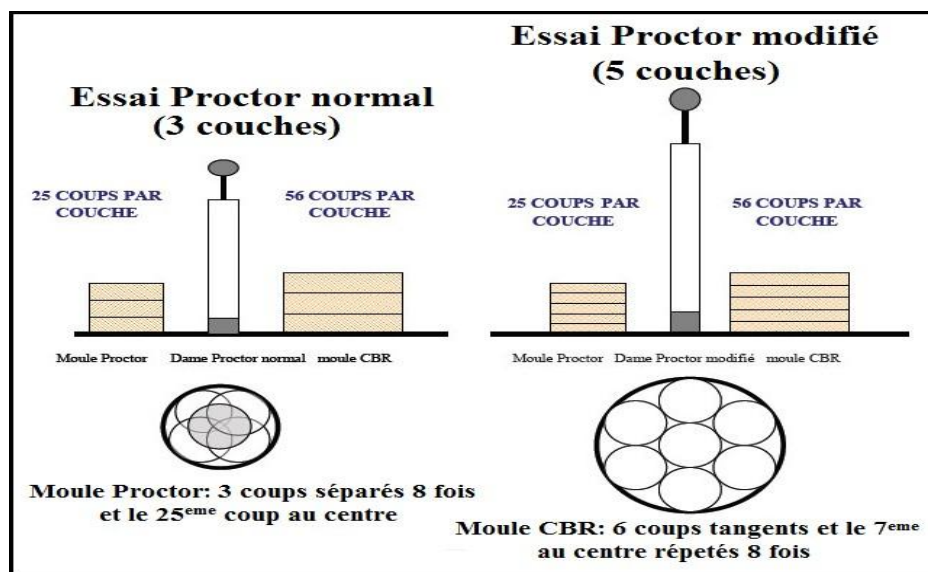


Figure IV.7 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.

#### IV.5.1. Essais réalisés

Une série d'essai Proctor modifié a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de Schiste avec différentes proportions de débris de briques, à savoir :

- Schiste seul.
- Mélange de schiste + 10% de débris de briques ;
- Mélange de schiste + 30% de débris de briques ;
- Mélange de schiste + 50% de débris de briques.



Figure IV.8 : Essai Proctor pour schiste seul



Figure IV.9 : Essai Proctor modifié pour les différents mélanges.

#### IV.5.2. Expression des résultats

On portera chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats obtenus sont présentés au fur et à mesure sous forme de tableaux et de courbe :

- **Schiste + 0 % de débris de briques**

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste seul.

Essais	Masse humides M <sub>h</sub>	Masse sèche M <sub>s</sub>	Teneur en eau w	Densité sèche $\gamma_d/\gamma_w$
Echantillon N°1	5035	4945.8	1.80	2.32
Echantillon N°2	5230.2	5053.4	3.49	2.37
Echantillon N°3	5262.3	5010.6	5.02	2.35
Echantillon N°4	5324.8	4950.7	7.55	2.33

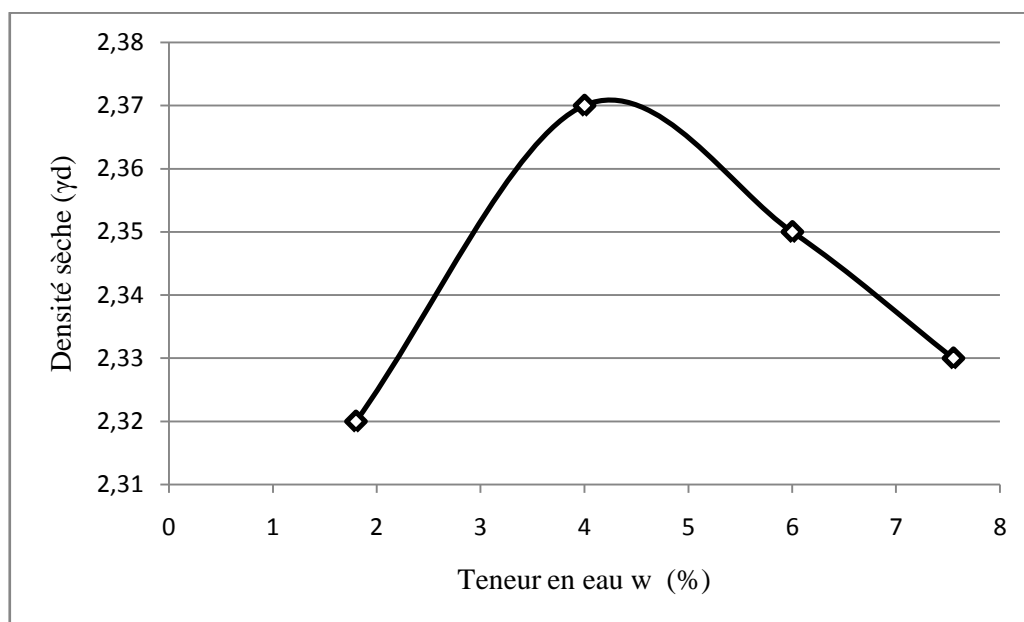


Figure IV.10 : Courbe Proctor (schiste + 0% de débris de briques).

- **Schiste + 10% de débris de briques**

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 10% de débris de briques.

Essais	Masse humides M <sub>h</sub>	Masse sèche M <sub>s</sub>	Teneur en eau w	Densité sèche $\gamma_d/\gamma_w$
Echantillon N°1	4675.2	4584.9	1.96	2.15
Echantillon N°2	4848.6	4680	3.60	2.20
Echantillon N°3	5098.2	4835.3	5.44	2.27
Echantillon N° 4	4850.3	4495.7	7.88	2.11

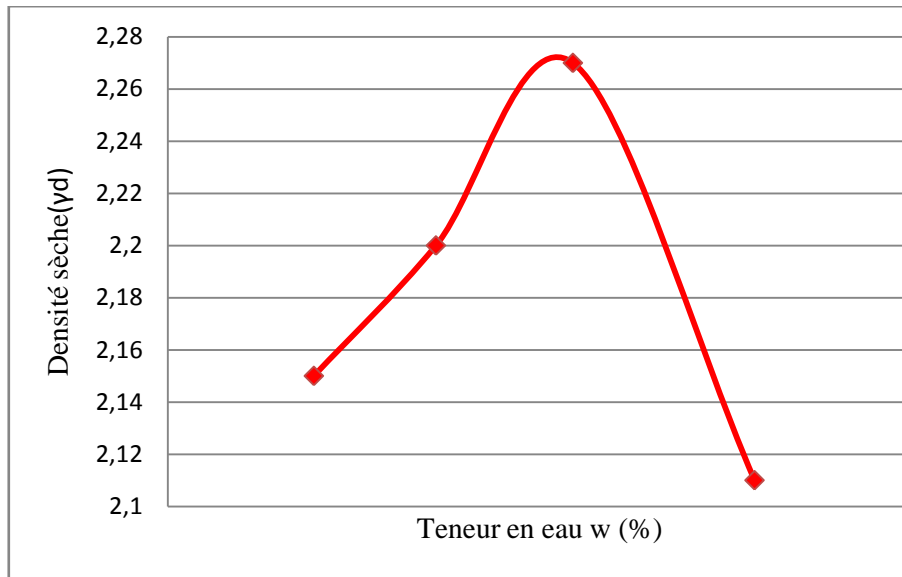


Figure IV.11: Courbe Proctor de schiste + 10% de débris de briques.

- **Schiste + 30% de débris de briques**

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 30% de débris de briques.

Essais	Masse humides $M_h$	Masse sèche $M_s$	Teneur en eau w	Densité sèche $\gamma_d/\gamma_w$
Echantillon N°1	4415.9	4328.4	2.02	2.03
Echantillon N°2	4520.7	4433.1	3.66	2.08
Echantillon N°3	4762.5	4582.2	5.92	2.15
Echantillon N°4	4478.6	4235.8	7.85	1.99

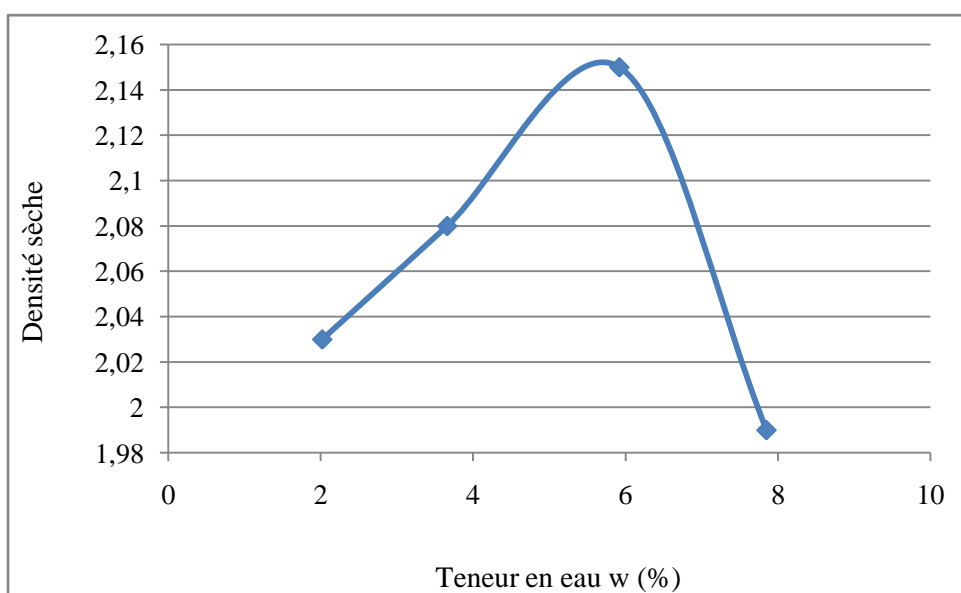


Figure IV.12 : Courbe Proctor de schiste + 30% de débris de briques.

## - Schiste + 50% de débris de briques

Tableau IV.5: Résultats de l'essai Proctor modifié pour le schiste + 50% de débris de briques.

Essais	Masse humides Mh	Masse sèche Ms	Teneur en eau w	Densité sèche $\gamma_d/\gamma_w$
Echantillon N°1	3956	3882.2	1.89	1.82
Echantillon N°2	4082.4	4266	4.49	1.92
Echantillon N°3	4202.6	3970	5.85	1.86
Echantillon N° 4	4205.2	3895.4	7.95	1.83

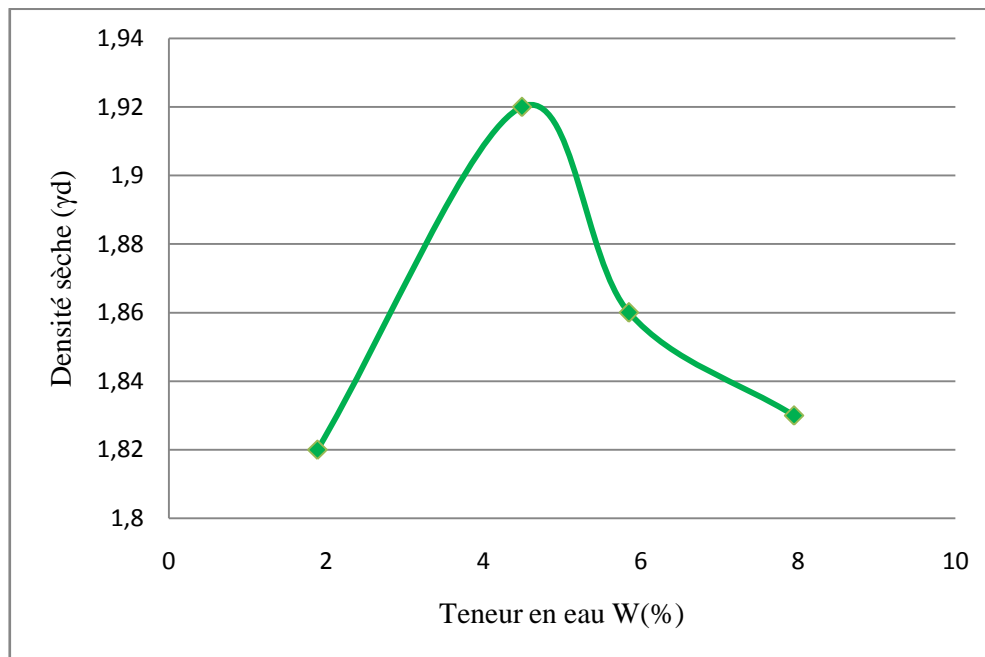


Figure IV.13 : Courbe Proctor de schiste + 50% de débris de briques.

### - Courbe comparative de tous les échantillons

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

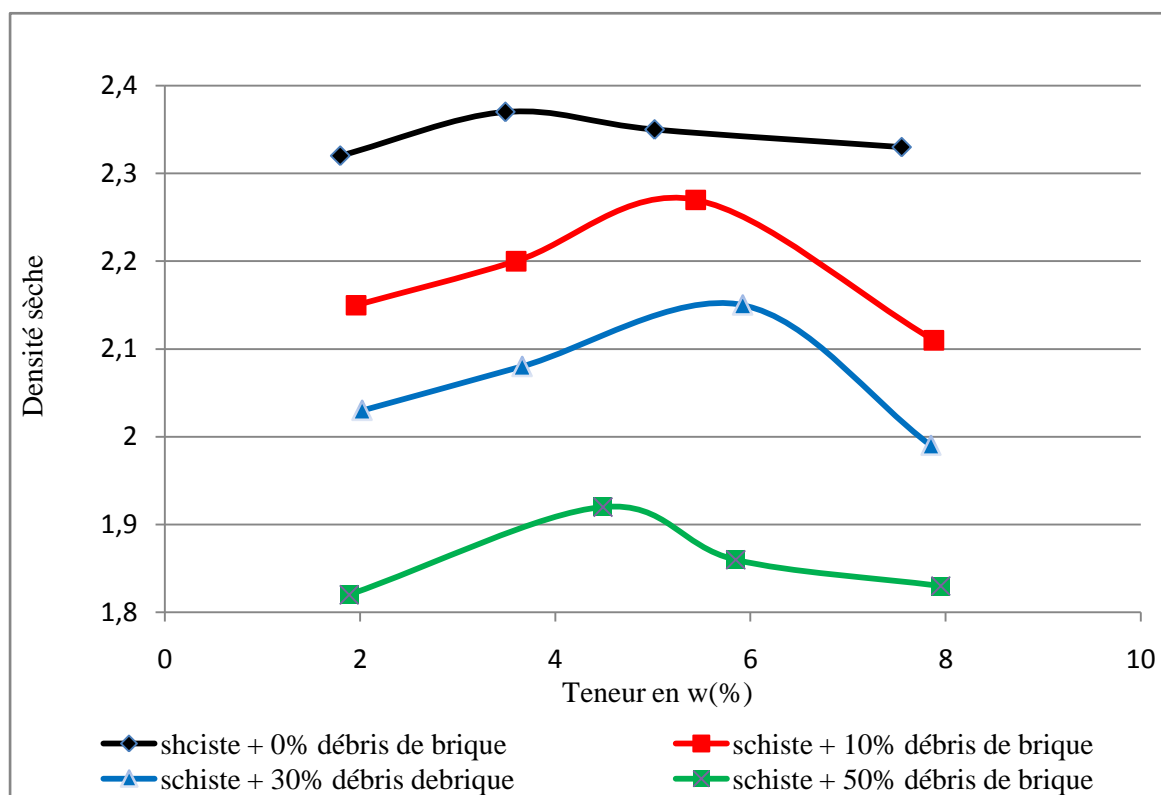


Figure IV.14 : Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

En se référant à la (figure 17), nous constatons que les courbes Proctor obtenues montrent une allure en forme de cloche 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 du matériau utilisé. Avec l'ajout des débris de briques (schiste + 10%, 30% et 50 % de briques), on ne constate que le schiste seul. Sont moins bombées comparées à la courbe Proctor du schiste seul. Ceci, permet de conclure que l'ajout brique rend les échantillons moins sensibles à l'eau.

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

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 et des densités sèches maximales.

Echantillons	$w_{opt}$ (%)	Densités sèches maximales
Schiste + 00% de débris de briques	3.65	2.37
Schiste + 10% de débris de briques	5.20	2.27
Schiste + 30% de débris de briques	5.70	2.15
Schiste + 50% de débris de briques	4.60	1.92

#### - Densités sèches maximales pour les mélanges de schiste + débris de briques

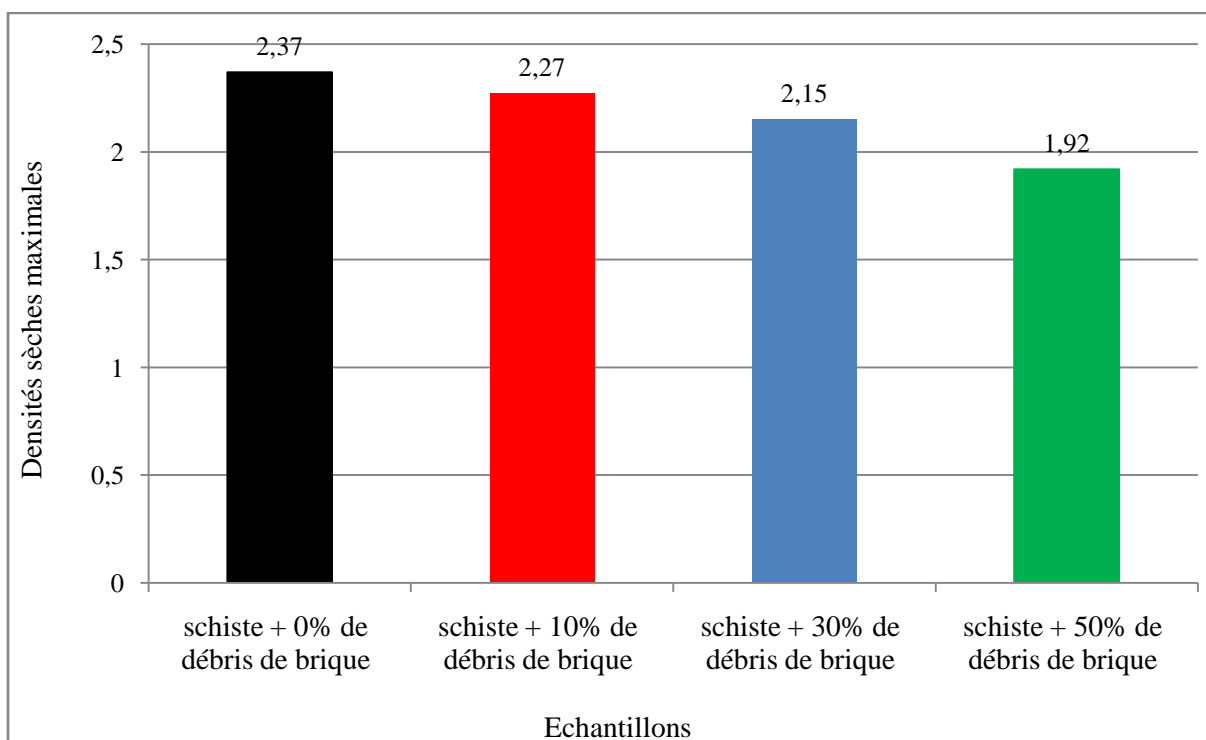


Figure IV.15 : Évolutions des densités sèches maximales en fonction du pourcentage de débris de briques.

Les résultats présentés sur la figure (IV.15) relatifs au compactage des différents échantillons (mélanges), permettent de constater que les densités sèches maximales diminuent au fur et à mesure que la quantité des débris de briques augmente dans

l'échantillon. Toutefois, ces densités sont supérieures à 1.92 pour tous les mélanges. Ceci vérifie amplement les valeurs de référence exigées par les normes en vigueur. à de 50% des débris de briques, les densités sèches ont tendance à diminuer. L'utilisation de tels mélanges est à peut-être réalisée avec un traitement éventuel pour les couches de chaussées. Ils peuvent être utilisés par contre, dans d'autres projets moins importants (remblais, chaussées communales à très faible trafic léger, ...).

- **Teneur en eau optimales pour les mélanges de schiste + débris de briques**

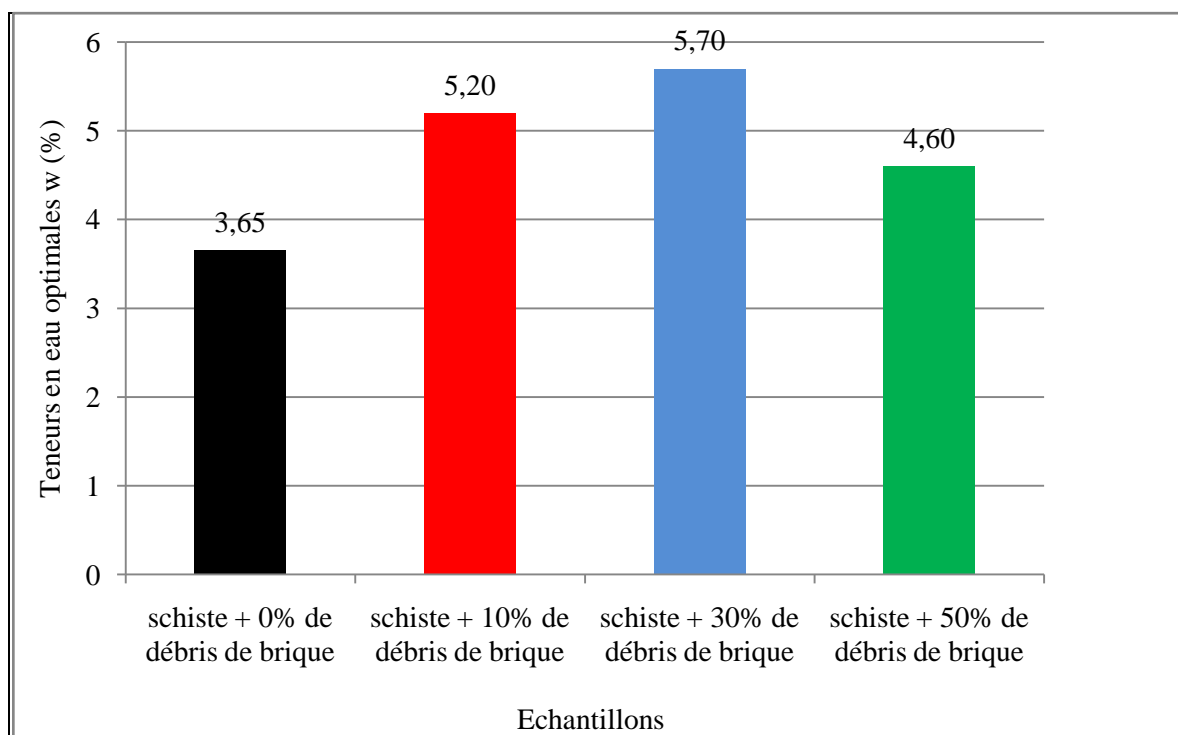


Figure IV.16 : Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage de débris de briques.

D'après la figure (IV.16), on remarque que les teneurs en eau optimales augmentent à 10% et à 30% puis diminuent à 50%. Comme il a été constaté précédemment, les mélanges deviennent moins denses avec l'ajout de briques, 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 d'ajout.

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus aux essais Proctor, nous pouvons conclure que les mélanges étudiés à des proportions de briques inférieures à 50% ont présenté des caractéristiques intéressantes au compactage, notamment du point de vue densités sèches (supérieures à 1,92). Ils peuvent être ainsi proposés pour une utilisation

dans les couches inférieures de chaussées de faible à moyen trafic.

#### **IV.6 Essais de portance CBR (California Bearing Ratio) NF P 94-078**

L'essai CBR est un essai qui caractérise la portance d'un sol du point de vue routier.

Il s'agit d'un essai totalement empirique et qui n'est pas relié aux caractéristiques ( $c$ ,  $\phi$ ) du matériau étudié. L'échantillon de sol étudié est compacté dans un moule (moule CBR de diamètre  $\varnothing = 15.2$  et de hauteur  $H = 15.2$  cm).

##### **IV.6 .1 But de l'essai**

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices CBR qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR)
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente  $\Rightarrow$  épaisseur diminue).

##### **IV.6 .2 Principe de l'essai**

L'essai consiste à poinçonner l'échantillon de matériau compacté par pénétration d'un poinçon cylindrique à vitesse constante (1.27mm/min). On relève les valeurs des forces correspondant à des enfoncements de 2.5 et 5 mm. On rapporte ces valeurs à celles obtenues sur un matériau de référence pour en déduire la valeur de l'indice portant recherché.

Les essais CBR permettent de déterminer 3 types indices CBR en fonction du but fixé :

**-L'indice portant immédiat (IPI) :** mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneurs en eau dans laquelle il est susceptible d'évoluer. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase de réalisation du chantier. Le matériau est compacté à l'énergie Proctor normal dans le cas d'un sol et à l'énergie Proctor modifiée dans le cas d'un matériau d'assise de chaussée.

**-L'indice C.B.R immédiat (CBR) :** mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor ( $W_{opt}$ ). En sus, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussée, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plateforme.

**-L'indice C.B.R après immersion (CBR immersion):** Mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé pendant plusieurs jours (4 en général). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

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

$$I(2.5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)}}{13.5} \times 100$$

$$I(5) = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)}}{20} \times 100$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé. Dans le cas de l'indice CBR après immersion, est calculé le gonflement linéaire relatif G :

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

Avec :

$\Delta h$  : variation de hauteur mesurée (mm).

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

### IV.6 .3 Matériel utilisé

-Matériels de confection des éprouvettes

- Le moule CBR
- Les dames ou machine de compactage Proctor normal et modifié ;
- L'ensemble des accessoires (plaque de base, rehausse, disque d'espacement, règle araser)
- Le matériel d'usage courant (balance, étuve, bacs...).

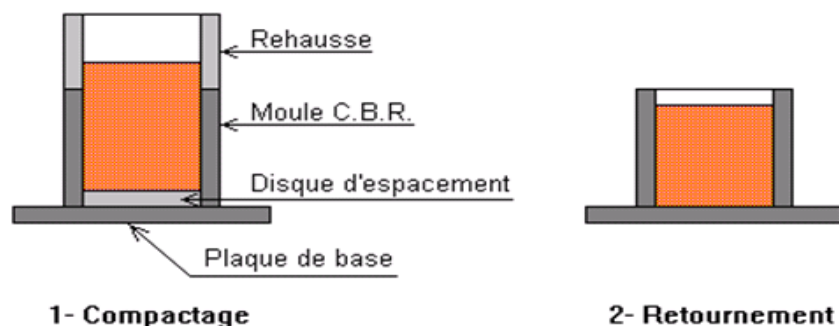


Figure IV.17 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR

#### IV.6.4 Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipé d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm<sup>2</sup> de section et de 20 cm de longueur.



Figure IV.18 : appareil de l'essai CBR (Presse CBR).

#### IV.6.5 Mode opératoire

##### - Préparation des échantillons

Les échantillons à poinçonner sont compactés dans les conditions de l'optimum, à différentes teneurs en débris de briques. Une fois préparés, sont soumis au poinçonnement à la presse CBR.

#### IV.6.6 Détermination de l'IPI

Placer l'ensemble embase, moule, éprouvette sur la presse, en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et procéder au poinçonnement de la manière suivante :

- Mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston ;
- Initialiser les dispositifs de mesure des forces et des enfoncements ;
- Exécuter le poinçonnement en maintenant la vitesse de pénétration à 1.27 mm/min ;
- Etablir la courbe effort-déformation correspondant, au moins, aux enfoncements de 1.25 mm ; 2 mm ; 2.5 mm ; 5 mm ; 7.5 mm ; 10 mm ;
- Déterminer la teneur en eau de l'éprouvette selon l'une des méthodes normalisées.

**IV.6.7 Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)**

- Positionner le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges comme indiqué précédemment ;
- Mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement ;
- Immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20 mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10 mm de hauteur soit présente sous le moule ;
- Après quatre jours d'immersion, relever la valeur de gonflement total atteint ;
- Retirer le moule et l'éprouvette du bac à immersion et après égouttage, exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.



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

**IV.7. Expression des résultats**

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de schiste et de débris de briques, afin de déterminer les indices portant immédiats (IPI) et les indices CBR après immersion.

Plusieurs échantillons ont été préparés, à savoir :

- Schiste seul.
- Mélange de schiste + 10% de débris de briques.
- Mélange de schiste + 30% de débris de briques
- Mélange de schiste + 50% de débris de briques

- IV.7.1. Interprétation des résultats (IPI)

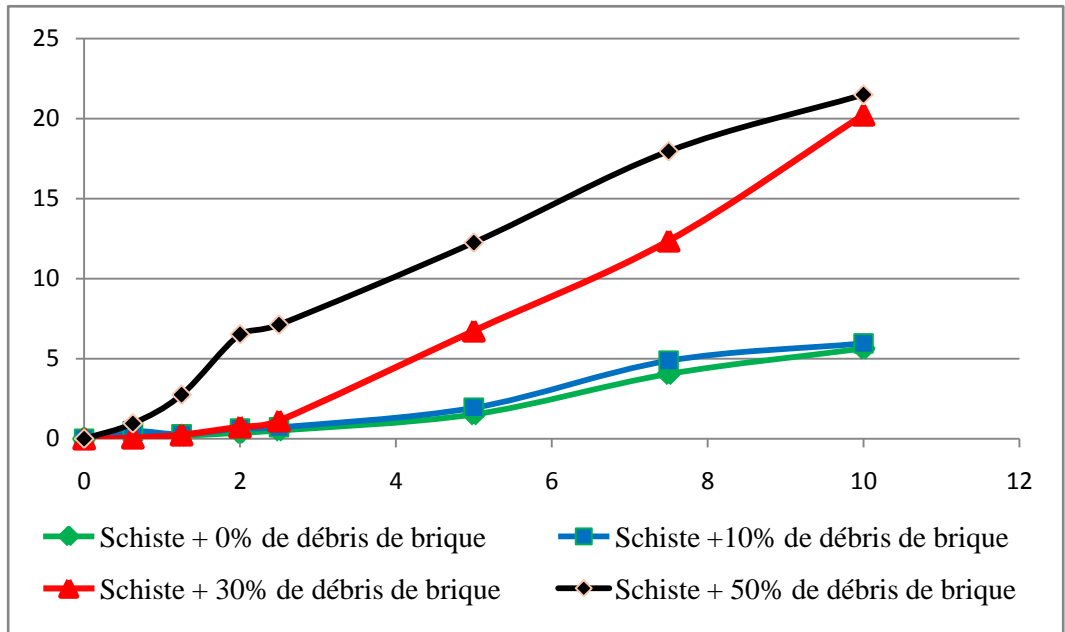


Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces (cas des IPI)

Tableau IV.7 : Résultats des essais indice portant immédiat.

Echantillons	indice portant immédiat (IPI)		
	I (2.5)	I(5)	IPI
Schiste seul	3.81	7.62	7.62
Schiste + 10 % de débris de briques	5.27	9.67	9.67
Schiste + 30 % de débris de briques	8.35	33.71	33.71
Schiste + 50 % de débris de briques	52.77	61.27	61.27

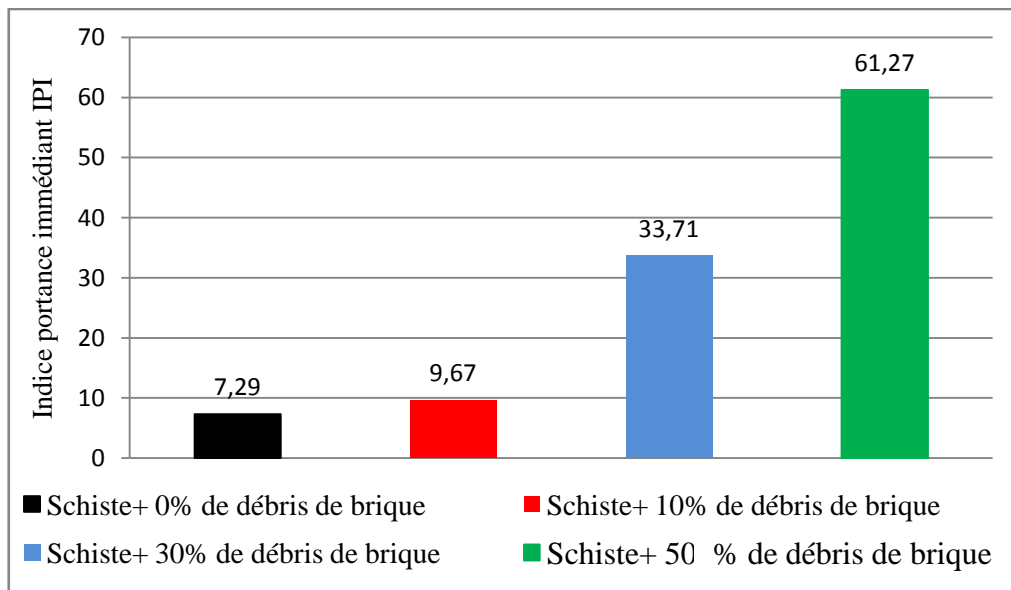


Figure IV.21 : Evolution des indices CBR en fonction des pourcentages de débris de briques.

Les résultats des essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés sur la figure (IV.21), permettent de constater que la portance des mélanges (schiste + débris de briques) augmente au fur à mesure que le pourcentage des débris de briques augmente. Elle passe de 7.29 pour le schiste seul à 61.27 pour le mélange de schiste avec 50% de débris de briques. Ceci est dû au fait que les débris de briques offrent aux mélanges une meilleure résistance, ainsi ils deviennent moins déformables et présentent de meilleures portances et de meilleures résistances au poinçonnement.

#### IV.7.2. Interprétation des résultats (CBRimm)

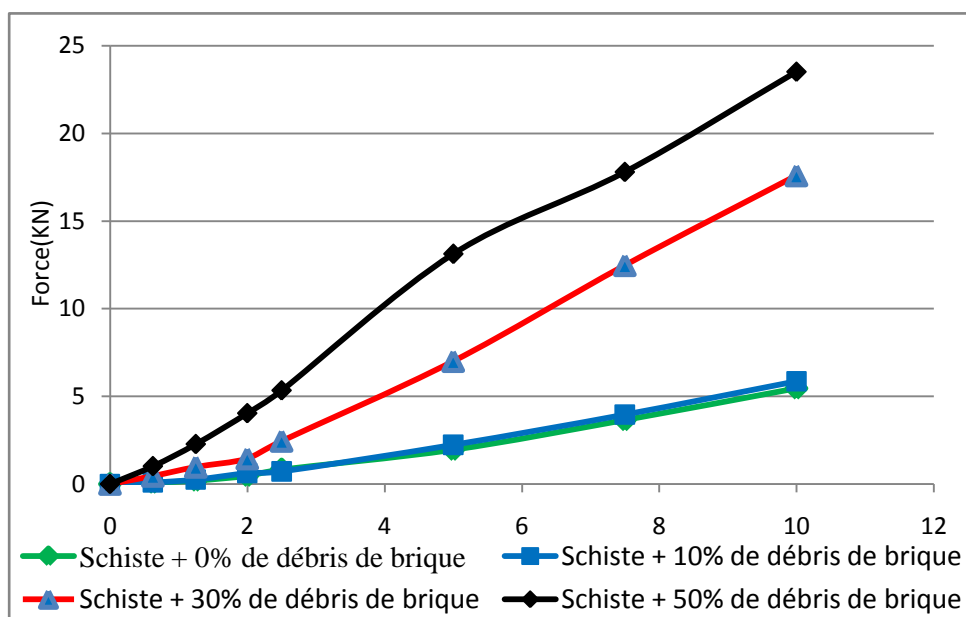


Figure IV.22 : Courbes enfoncements-forces (cas des CBR imm).

Pour les essais CBR après immersion, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats des essais CBR immergé.

Echantillons	indice portant Immédiat		
	I (2.5)	I(5)	CBR imm
Schiste seul	4.65	9.76	9.76
Schiste + 10 % de débris de briques	6.11	11.18	11.18
Schiste + 30 % de débris de briques	18.19	35.04	35.04
Schiste + 50 % de débris de briques	39.54	65.63	65.63

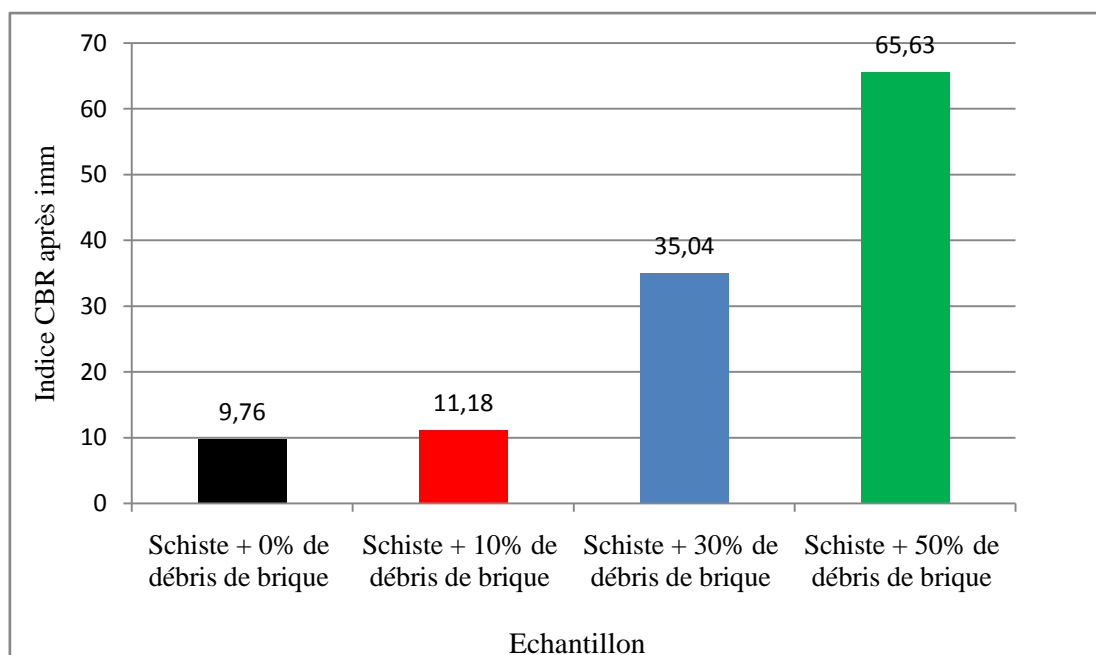


Figure IV.23 : Evolution des CBR imm en fonction des pourcentages de débris de briques.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés après immersion présentés sur la figure (IV.28), montre que la portance des mélanges après immersion augmente progressivement avec l'ajout de débris de briques pour atteindre un maximum de 65.63 dans le cas du mélange à 50 %. Les débris de briques en grande proportion peuvent présenter une meilleure portance que le matériau naturel (schiste seul) à l'état humide, notamment que les débris de briques est pratiquement insensible à l'eau..

#### IV.7.3. Interprétation des résultats (CBR et CBRimm)

Tableau IV.9: Résumé des résultats d'essai (IPI et CBR imm).

Echantillons	IPI	CBR imm
Schiste + 0% de débris de briques	7.62	9.76
Schiste + 10% de débris de briques	9.67	11.18
Schiste + 30% de débris de briques	33.71	35.04
Schiste + 50% de débris de briques	61.27	65.63

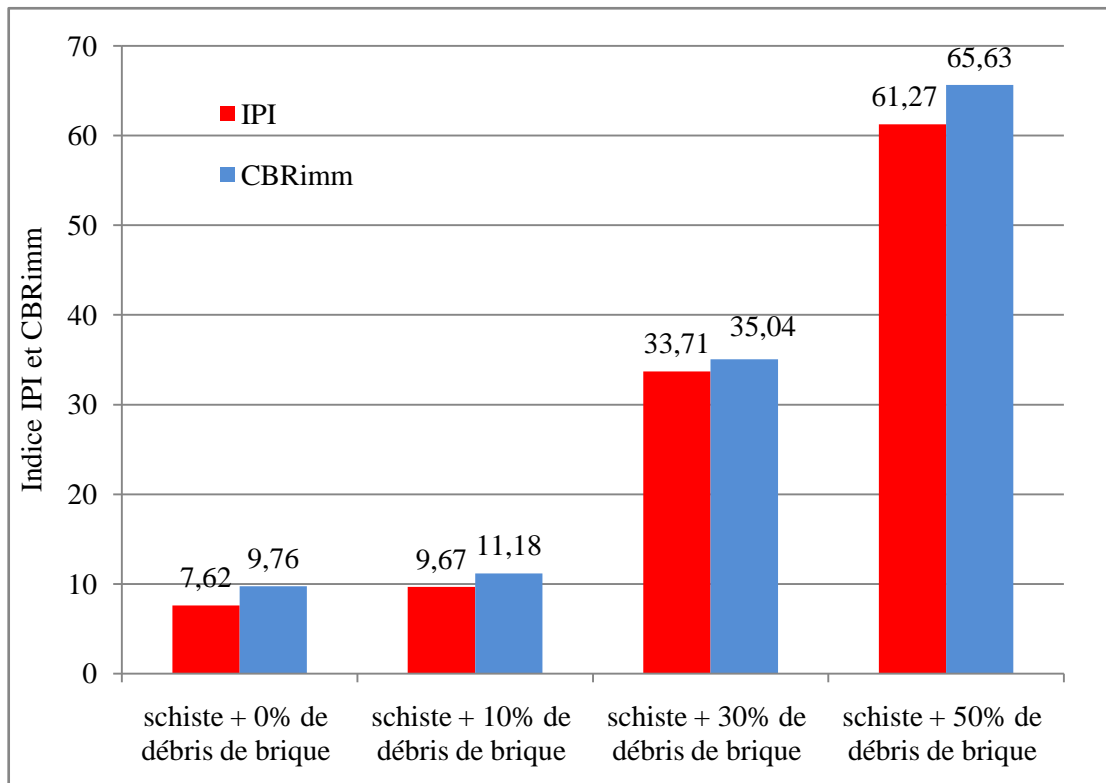


Figure IV.24 : Courbes comparatives des IPI et CBRimm des différents échantillons.

A titre de comparaison, les résultats ci-dessus permettent de constater que les portances des échantillons étudiés après immersion sont légèrement supérieures à celles développées avant immersion.

L'écart non significatif entre les indices CBR avant et après immersion est l'une des caractéristiques recherchées pour un matériau routier. En effet, c'est un signe de stabilité du matériau et donc de la couche de chaussée le comportant au cours des variations climatiques (humidification – dessiccation).

#### IV.8.Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans cette étude ont permis de montrer l'aptitude des mélanges au compactage, ainsi que leur portance dans les conditions les plus défavorables. En se basant particulièrement sur ces résultats, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés (mélange de schiste et débris de briques) ont présenté des comportements très intéressants. Les caractéristiques mécaniques obtenues, sont très satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes. Ceci permet de les proposer comme matériaux routiers à conditions de présenter des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations, ce qui fera l'objet des chapitres suivants.

## CHAPITRE V

### ESSAIS MICRO DEVAL, LOS ANGELES, DEGRADABILITE ET FRAGMENTABILITE

#### V.1.Introduction

Les caractéristiques mécaniques des granulats ne sont pas déterminées par des essais habituels de traction ou de compression. Par contre, il existe des essais permettant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques des granulats, par exemple le degré d'usure, de fragmentabilité, de dégradabilité, ... e c pour les granulats utilisés dans les couches de chaussées.

#### V.2.Essai micro Deval

##### V.2.1.Définition et But de l'essai (NF P18-572)

L'essai permet de déterminer 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 sur 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 Micro Deval.

### V.2.2 principe de l'essai

Effectuer l'essai sur un granulat, ayant une granularité conforme à l'une des quatre classes granulaires types 4-6.3 ; 6.3-10 ; 10-14 ; 25-50. Les 25-50 mm doivent contenir 60% de 25-40 mm. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). Il n'est pas possible d'étendre ce processus d'usure aux sables, les classes granulaires inférieures à 4 mm n'évoluent plus par usure, dans cet essai, mais par fragmentation. Tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie, en commençant par le tamis le plus grand. La prise d'essai sera de 500 ± 2 g pour les 4-14 mm et de 10kg ± 20 g pour les 25-50 mm. Ajouter 2.5 litres d'eau et la masse des billes indiquées (ci-dessous) :

Tableau V.1 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

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

**M** est la masse du matériau soumis à l'essai, **M'** la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, la résistance à l'usure s'exprime par le coefficient Micro-Deval qui s'écrit :

$$M_{DE} = \frac{M - M'}{M} \times 100$$



Figure V.2: Mode opératoire d'essai micro Deval.

### V.2.3 Matériaux utilisées

On a réalisé des essais micro Deval sur la classe granulaire 4-6.3 mm pour quatre types de mélange, à savoir :

- Schiste seul
- Schiste + 10% de débris de
- Schiste + 30% de débris de briques
- Schiste + 50% de débris de briques.

### V.2.4 résultats de l'essai

Calcul du coefficient Micro Deval

- Schiste + 0% de débris de briques

$$MDE = \frac{500 - 3.45}{500} \times 100 = 99.31$$

- Schiste+20% de débris de briques

$$MDE = \frac{500 - 48}{500} \times 100 = 90.40$$

- Schiste+30%de débris de briques

$$MDE = \frac{500 - 100.20}{500} \times 100 = 79.96$$

- Schiste + 50% de débris de briques

$$MDE = \frac{500 - 174}{500} \times 100 = 65.20$$

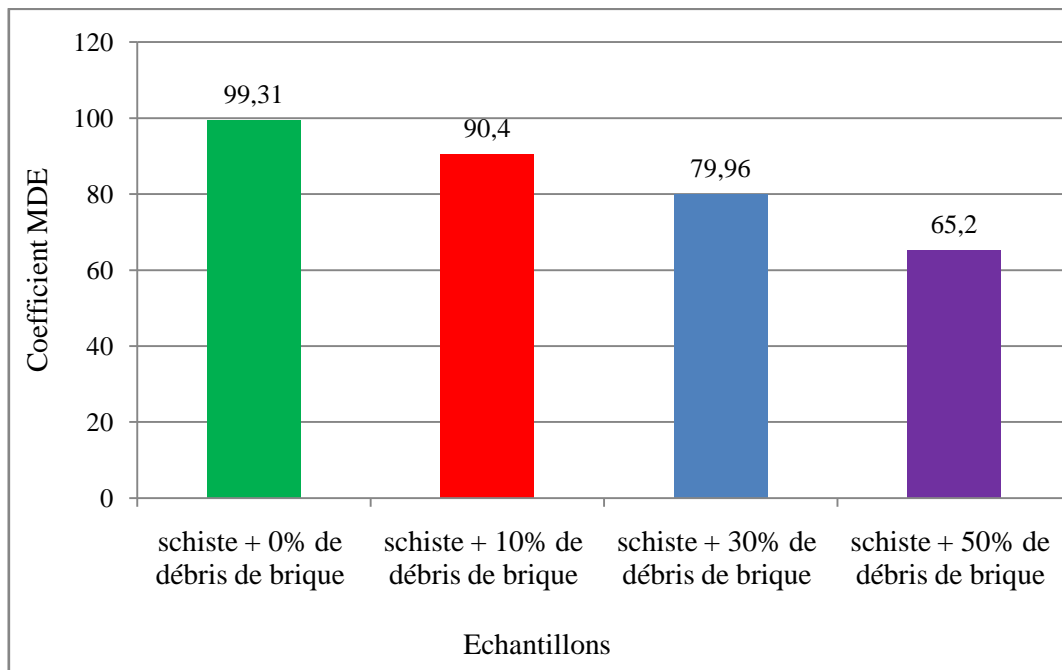


Figure V.3 : Courbe comparative des essais micro Deval.

Les résultats obtenus et récapitulés sur la figure (V.3), permettent de constater que le coefficient MDE diminue au fur et à mesure que le pourcentage de débris de briques augmente. En effet, il passe de 99.31 pour les échantillons du schiste seul (0 % de débris de briques) à 65.2 pour les échantillons avec 50 % de débris de briques, car la brique elle-même est composée d'argile rouge et de sable, cuite à de très haute température c'est ce qu'elle lui offre une très bonne résistance aux chocs et à l'eau, lorsque elle est mélangée à un matériau ce dernier devient plus résistant. Ainsi, l'ajout de débris de briques améliore considérablement la résistance à l'usure des mélanges en présence d'eau.

### V.3 Essai Los Angeles

#### V3.1 Définition et but de l'essai (NF P18 573)

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



Figure V.4 : Machine d'essai Los Angeles.

#### V.3.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités-types, de la classe granulaire 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre. Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité choisie comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.2 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Classes granulaires (mm)	fractions	Nombre de boulets	Poids total de la charge (g)	Poids des fractions (g)
4 -6.3		7	3080 ± 20	5000 ± 2
6.3 – 10		9	3960 ± 25	5000 ± 2
10 – 14		11	4840 ± 25	5000 ± 2
10 – 25	10 - 16	11	4840 ± 25	3000
	16 - 25	11	4840 ± 25	2000
16 – 31.5	16 - 25	12	5280 ± 25	2000
	25 – 31.5	12	5280 ± 25	3000
25 – 50	25 - 40	12	5280 ± 25	3000
	40 - 50	12	5280 ± 25	2000

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

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

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.

### V.3.3. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé des essais Los Angeles sur la classe 10-16 mm pour deux types d'échantillons à savoir :

- Schiste seul
- Schiste + 10% de débris de briques
- Schiste + 30% de débris de briques
- Schiste +50% de débris de briques

### V.3.4. Résultats des essais

Calcul du coefficient Los Angeles.

- Schiste seul

$$LA = \frac{5000 - 3040}{5000} \times 100 = 39.2$$

- Schiste + 10 % de débris de briques

$$LA = \frac{5000 - 3190}{5000} \times 100 = 39.2$$

- Schiste + 30 % de débris de briques

$$LA = \frac{5000 - 3350}{5000} \times 100 = 33$$

- Schiste + 50% de débris de briques

$$LA = \frac{5000 - 3510}{5000} \times 100 = 29.8$$

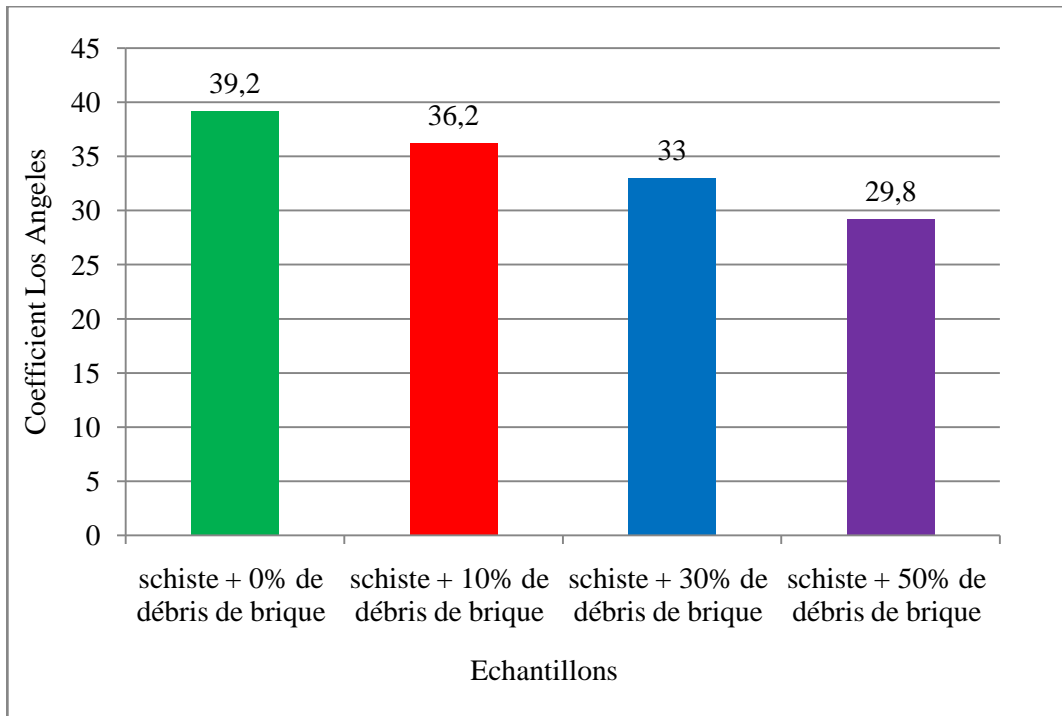


Figure V.6 : Courbe comparative des essais Los Angeles (schiste avec et sans débris de briques).

La figure(V.6) montre que le coefficient Los Angeles diminue au fur et à mesure que la teneur en débris de briques augmente, ce qui permet de déduire que l'ajout de débris de briques rend les mélanges plus résistants aux chocs à l'appareil Los Angeles.

Tableau V.3 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Echantillon	LA	MDE	LA+MDE	Catégories
Schiste seul	39.2	99.31	138.51	F
Schiste + 10% de débris de briques	36.2	90.4	126.6	F
Schiste + 30% de débris de briques	33	79.96	112.96	F
Schiste + 50% de débris de briques	29.8	65.2	95	F

Tableau V.4 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Categorie	LA	MDE	LA+MDE	Domaine d'utilisation
A	≤20	≤ 15	≤ 25	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.
B	≤25	≤ 20	≤ 35	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couches de roulement Trafic important.
C	≤30	≤ 25	≤ 45	Matériau utilisable pour couches de fondations, Et couche de base tout trafic.
D	≤35	≤ 30	≤ 55	Matériau utilisable pour couches de fondations toutes chaussées, et couches de base pour Chausses à Moyen trafic.
E	≤45	≤45	≤ 80	Matériau utilisable pour couches de chaussées, Avec ou sans traitement, a définir selon le trafic.
F	>45	>45	>80	Matériau utilisable pour couches de chaussées Avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

En se référant aux résultats du tableau (V.3) et aux restrictions du tableau (V.4), nous pouvons dire que ;

Les échantillons de schiste seul, ainsi que les échantillons en mélanges de débris de briques sont de catégories F. Toutefois l'ajout des débris de briques apporte une certaine amélioration pour que les mélanges à forte proportion de briques tendent vers la catégorie E.

#### **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 D10 d'un échantillon de granularité 10/20mm donnée, soumis à quatre cycles d'imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056.

Cette réduction s'exprime par le rapport :

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}}$$

Avec : D10: 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.

#### V.4.3. Matériaux utilisés

- Schiste seul ;
- Schiste +10% de débris de briques;
- Schiste + 30% de débris de briques ;
- Schiste +50% de débris de briques.

#### V.4.4 Résultats obtenus

Les résultats obtenus sur le matériau schiste à l'issue de l'essai de dégradabilité sont présentés sur la figure suivante :

- Schiste seul

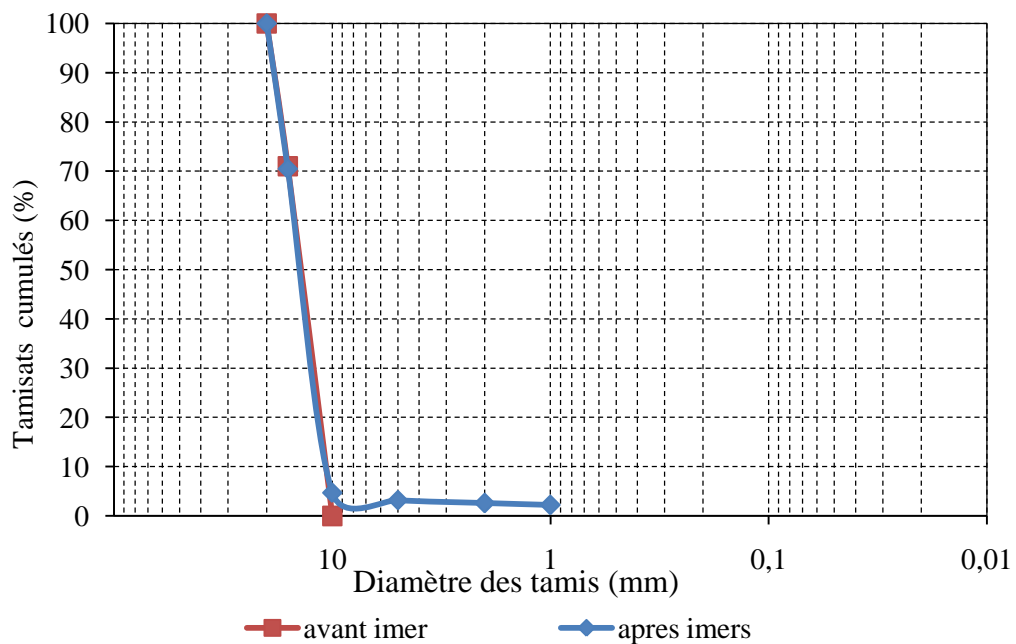


Figure V.7 : Courbes granulométriques avant et après essai de dégradabilité (schiste seul).

Le coefficient de dégradabilité DG est déterminé par la relation suivante :

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{10.5}{10.5} = 1$$

$$DG = 1$$

- Schiste + % 10 de débris de briques

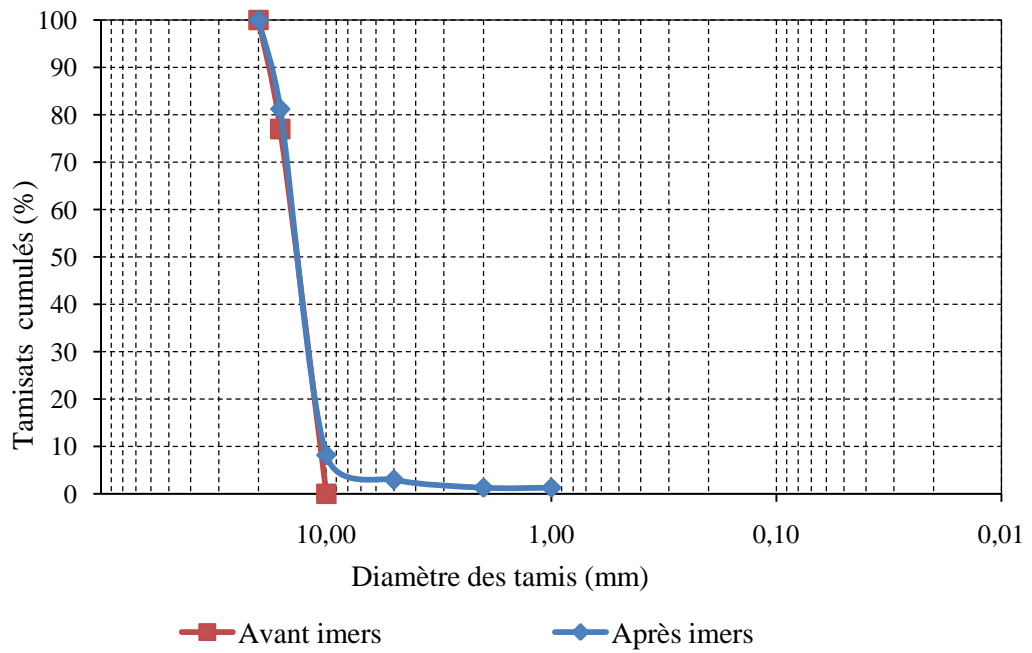


Figure V.8 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste +10% de débris de briques.

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{10.5}{10} = 1.05$$

DG = 1.05

- Schiste + 30 % de débris de briques

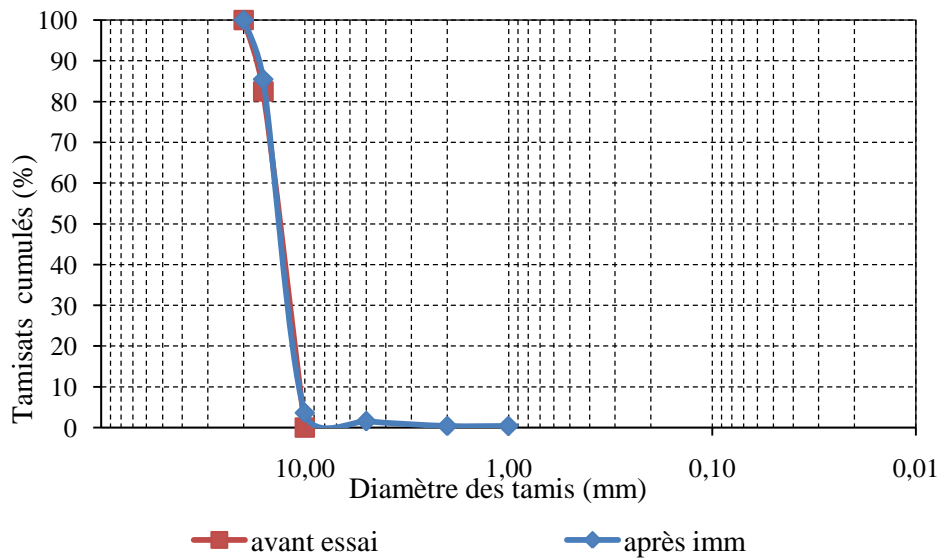


Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste +30% de débris de briques.

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{10.5}{10.5} = 1$$

$$DG = 1$$

- Schiste + 50% de débris de briques

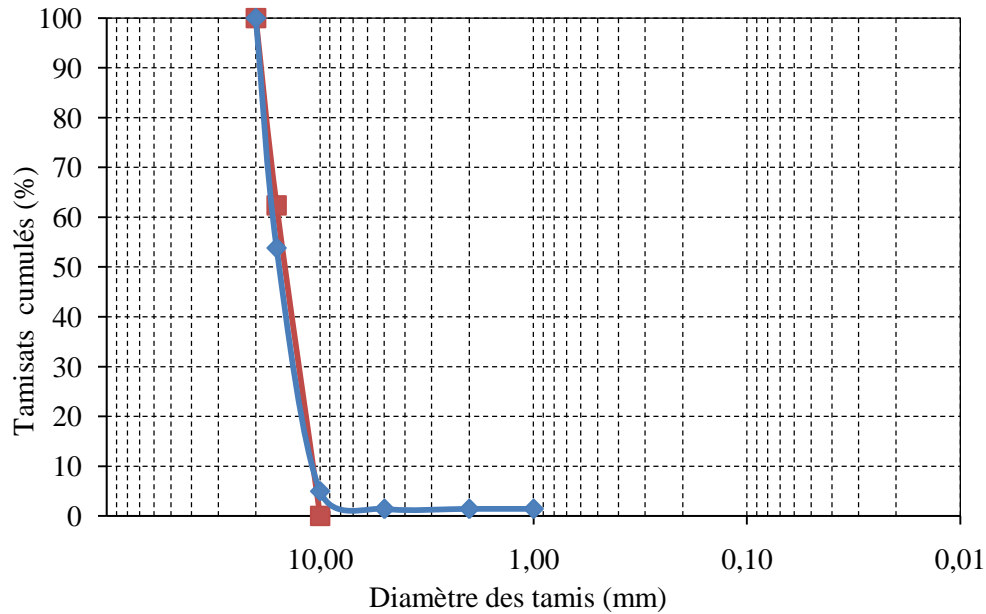


Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après imbibition du schiste +50% de débris de briques.

$$DG = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{11} = 1$$

$$DG = 1$$

Tableau V.5 : Classification des matériaux rocheux.

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

L'ajout de débris de briques n'a pratiquement aucune influence sur la dégradabilité des échantillons. En effet, tous les échantillons (schiste et mélanges) ont présenté des courbes granulométriques presque identiques avant et après essai (voir figures : V.8 à V.10) et un coefficient de dégradabilité égal à 1. Ainsi en se référant au tableau (V.13) les matériaux étudiés sont considérés rocheux peu dégradables.

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

### **V.5.1.Principe de l'essai**

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

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

### **V.5.2.Exécution de l'essai**

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

Cette réduction s'exprime par le rapport :

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

La préparation de la fraction 10/20mm s'effectue avec les deux tamis 10 et 20mm puis on refait l'analyse granulométrique avec la série de tamis 10, 16 et 20 mm

A la fin du pilonnage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm.

Pour le pilonnage on introduit le matériau dans un moule CBR.

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

### **V.5.3.Matériaux utilisés**

Nous avons réalisé des essais de fragmentabilité sur les échantillons suivants :

- Schiste seul ;
- Schiste + 10% de débris de briques ;
- Schiste + 30% de débris de briques ;
- Schiste + 50% de débris de briques.

V.5.4. Résultats des essais

- Schiste seul

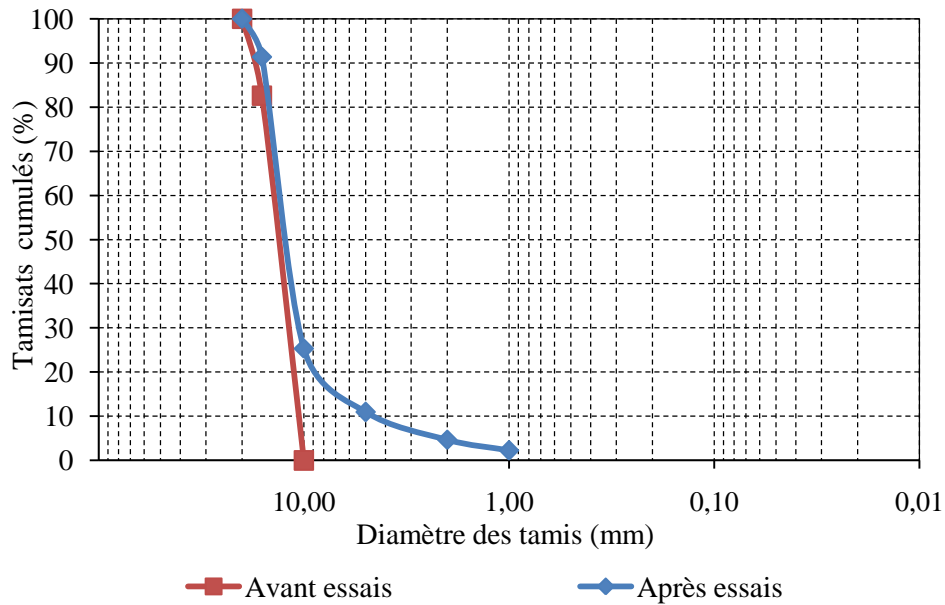


Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après essais (schiste +0% débris de briques).

L'application numérique a donné :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{10.5}{5} = 2.1$$

FR = 2.1

- Schiste + 10% de débris de briques

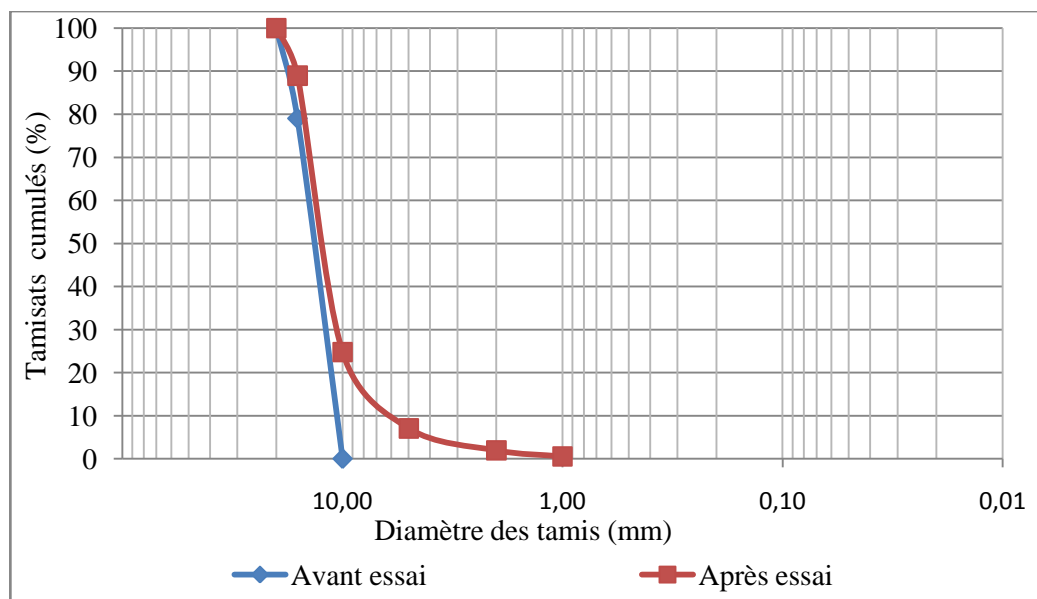


Figure V.12 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 10% de débris de briques.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{10.5}{6.5} = 1.61$$

FR = 1.61

- Schiste + 30% de débris de briques

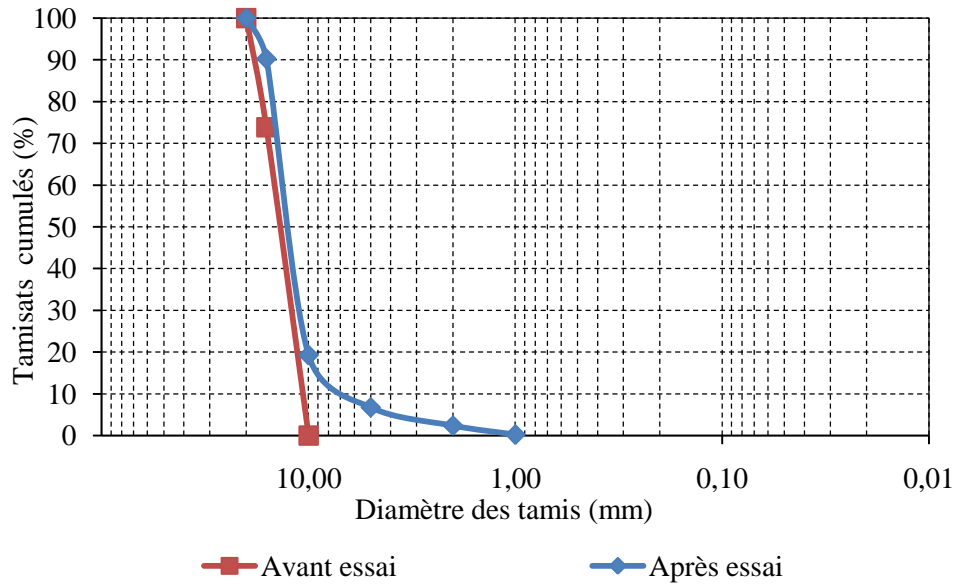


Figure V.13 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 30% de débris de briques.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{7.5} = 1.46$$

FR = 1.46

- Schiste + 50% de débris de briques

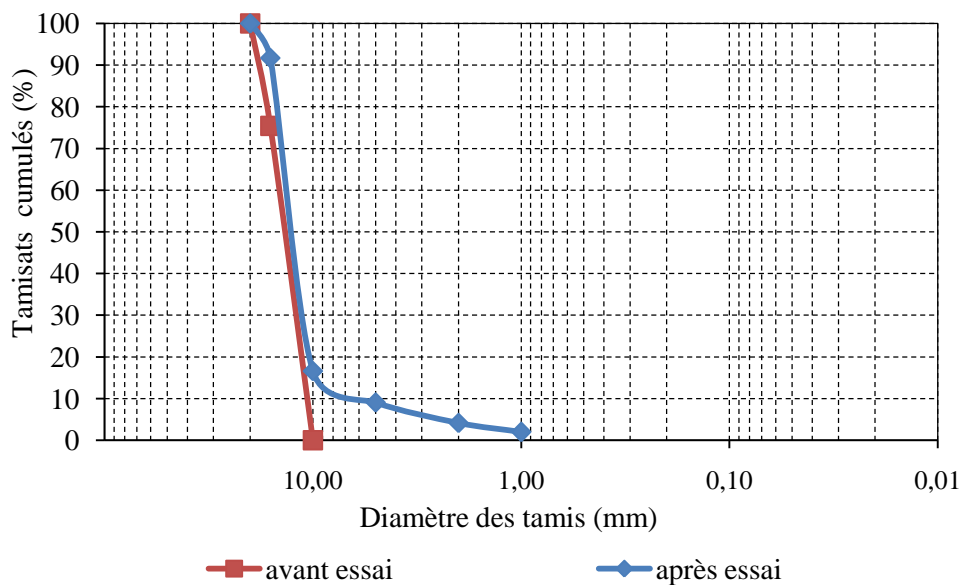


Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage du schiste + 50% de débris de briques.

$$FR = \frac{D10 \text{ du matériau avant essai}}{D10 \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{8} = 1.38$$

$$FR = 1.38$$

Tableau V6: 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 déduisons que le schiste est un matériau peu fragmentable (FR = 2.1 < 7)

D'une manière général, les résultats obtenus à l'issue des essais de fragmentabilité montrent que les matériaux présentés (schiste seul et schiste + débris de briques) peuvent être classés dans la catégorie des roches peu fragmentables avec des coefficients de fragmentabilité FR < 7 (voir tableau V.6).

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) peut être recommandée.

## V.6.Conclusion

Une série d'essai en laboratoire a été réalisée dans ce chapitre (Los Angeles, Micro Deval, fragmentabilité, et dégradabilité) afin d'étudier la résistance des matériaux présentés sous sollicitations routières et l'ajout de débris de briques améliore nettement le comportement des mélanges étudiés.

Les résultats obtenus permettent ainsi, d'avoir une meilleure idée sur l'évolution des matériaux étudiés ce qui permettra sans doute d'éviter certains désordres à court ou à long terme pouvant affecter les projets à réaliser.

Cependant pour mieux cerner le comportement des mélanges étudiés, ils sont soumis à d'autres types d'essais et de sollicitation, à savoir les essais de cisaillement direct à la boîte qui feront l'objet du dernier chapitre suivant.

## **RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES MATERIAUX ETUDIÉS**

### **VI.1 Introduction**

La résistance au cisaillement constitue souvent un souci lors de la réalisation des différents ouvrages de génie civil, en particulier ceux des travaux routiers. Cette résistance est souvent difficile à déterminer spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

Elle peut être déterminée par plusieurs essais in situ ou au laboratoire. Le présent mode opératoire s'applique exclusivement à l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande qui permet d'évaluer la résistance au cisaillement du sol en place ou des granulats d'apport afin d'assurer la sécurité des ouvrages construits et d'éviter toutes surprises après construction (LCPC, 1987)

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire sur les matériaux étudiés, 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.

### **VI.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 ».

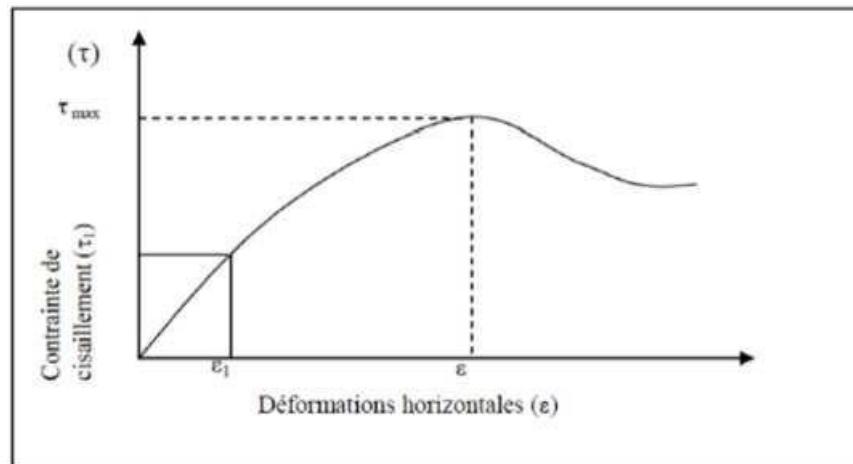


Figure VI.1 : Courbe de contraintes-déformations. (LCPC, 1987)

Selon le LCPC 21 (1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur la figure (VI.1) comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement  $\tau_{max}$  ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire.

**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)

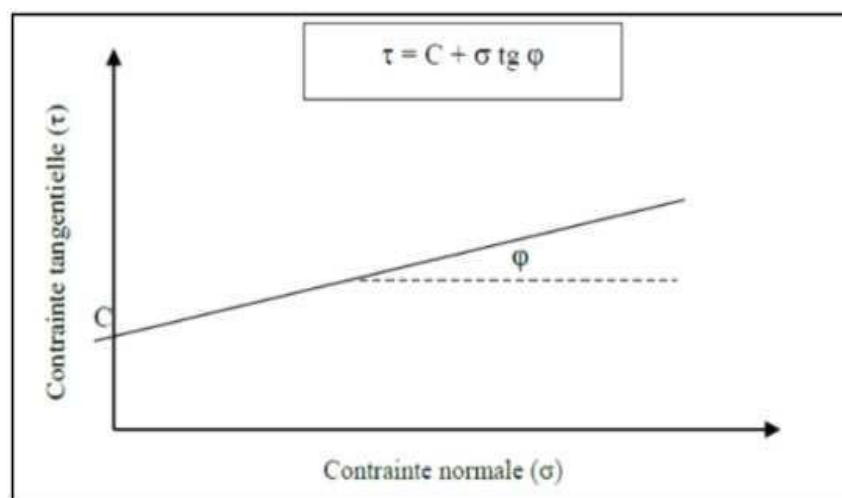


Figure VI.2:Droite intrinsèque. (LCPC, 1987)

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé angle de frottement interne ( $\varphi$ ) 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 Paramètres $c$ et $\varphi$ pour différents types de sols et différents types d'essais

Trois grandes catégories de sols sont couramment rencontrées :

- Sols pulvérulents : les graviers et les sables ;
- Sols purement cohérents : argiles et limons.
- Sols cohérents et frottant (sols contenant à la fois des éléments fins et grossiers).

##### II.4.1 Cas des sols pulvérulents

Les sols pulvérulents regroupent les graviers, les sables et les silts. 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 ( $\sigma$ ) 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  $c$  (cohésion) est nul. L'équation de Coulomb devient alors :  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

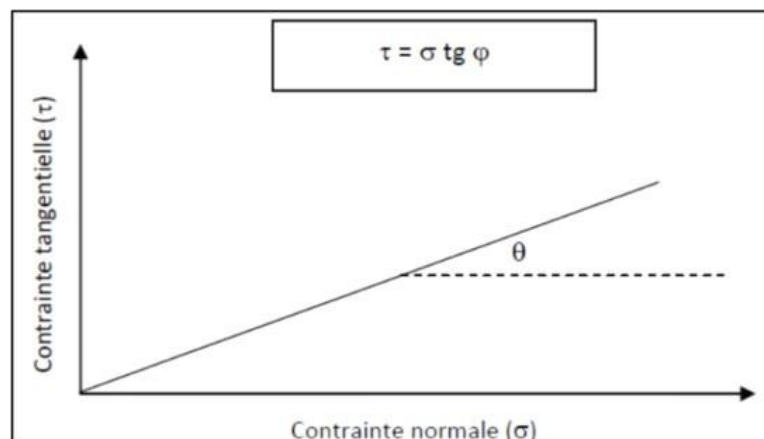


Figure VI.3: Droite intrinsèque d'un sol pulvérulent. (LCPC, 1987)

### II.4 .2 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 saturent 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  $\varphi$  est nul, (Robitaille et Tremblay, 1997). L'équation de Coulomb devient :  $\tau = c$

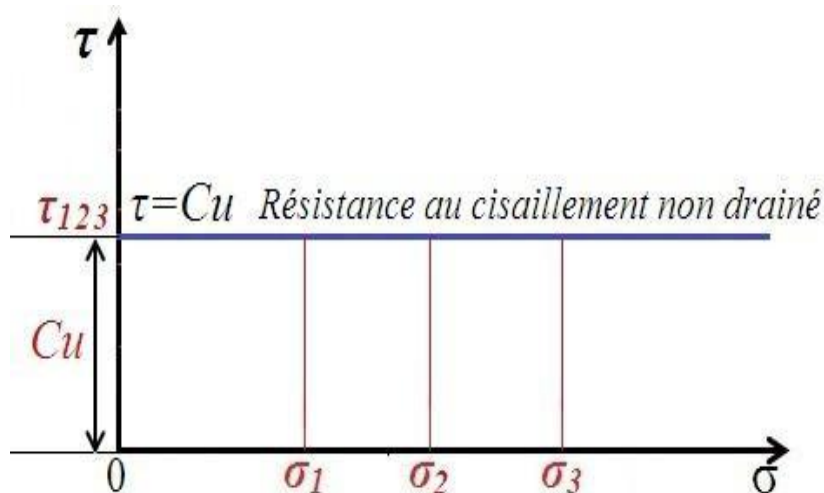


Figure VI.4: droite intrinsèque d'un sol cohérent.

### IV.4 .3 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 et les particules respectivement. 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  $\varphi$  (angle de frottement interne) par rapport à l'horizontale et coupe l'axe des ordonnées au point  $c$  (valeur de la cohésion).

L'équation de Coulomb est exprimée par :  $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$ .

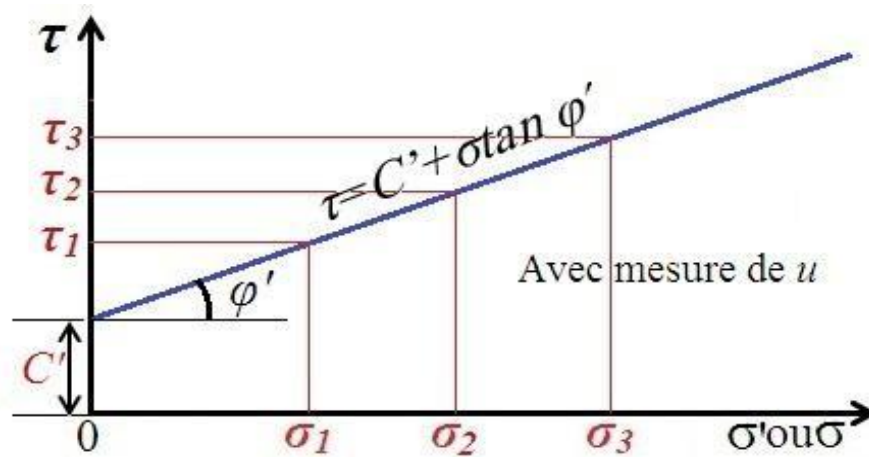


Figure VI.5: droite intrinsèque d'un sol cohérent et frottant

## VI.5 Type d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement

### IV.5.1 Essai consolidé, drainé CD (Consolidated-Drained)

Dans l'essai consolidé, drainé, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant  $u=0$ .

Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation  $\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$ . Les paramètres résistance au cisaillement (ou caractéristiques inter-granulaires du sol) sont  $\phi'$ , angle de frottement effectif, et  $c'$ , cohésion drainée.

### IV.5.2 Essai consolidé, non drainé avec mesure de $u$ CU (Consolidated-Undrained)

Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de «  $u$  », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder aux caractéristiques inter-granulaires du sol  $c'$  et  $\phi'$ , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

### IV.5.3 Essai non consolidé non drainé UU (Un consolidated-Undrained)

Dans l'essai non consolidé non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer «  $c_u$  » cohésion non drainée. L'angle de frottement interne  $\nu_u$  est généralement supposé nul. Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins.

## VI.6 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs. Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé. Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel. La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

Enfin, on peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents.

- **La résistance de pic** : correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;
- **La résistance stabilisée** : après le pic, ou résistance à l'état critique, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique ;
- **La résistance résiduelle** : c'est la résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée résistance résiduelle. (Robitaille et Tremblay, 1997)

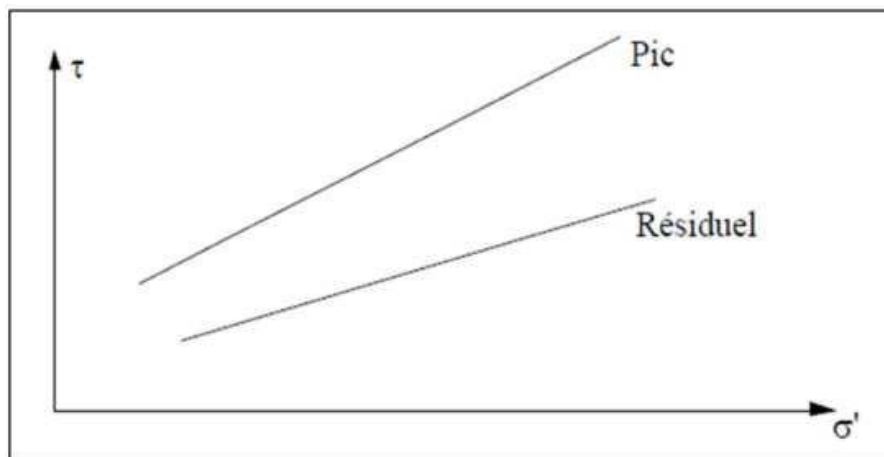


Figure VI.6 : Résistance au pic, résistance résiduelle. (LCPC, 1987)

## VI.7 Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement

### Avantages

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

### 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.8 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte

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. (Wartman, 2004).

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, 19)

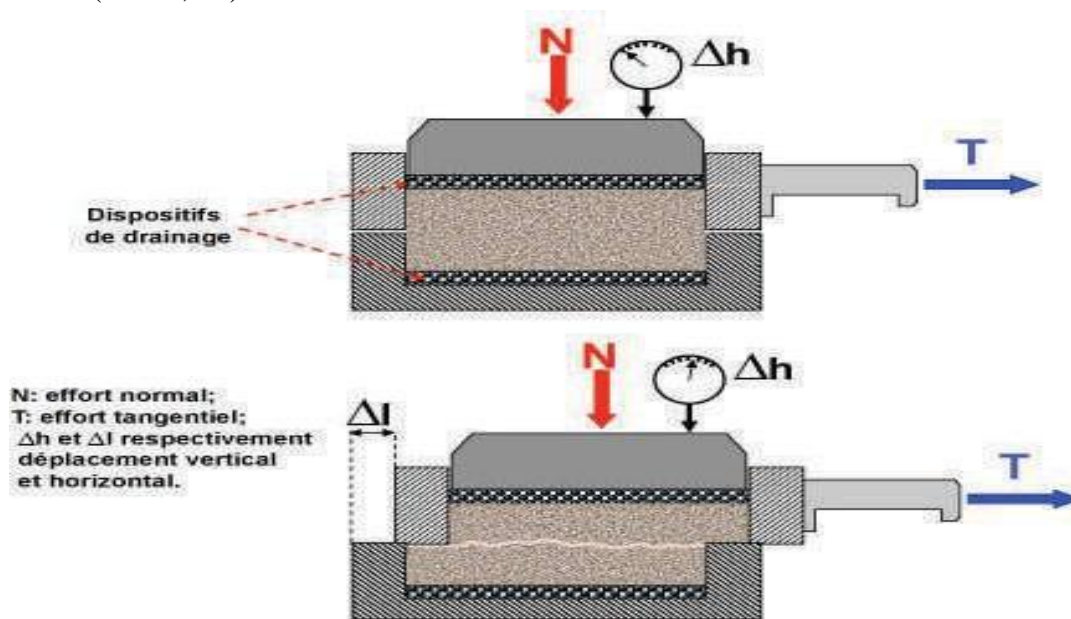


Figure VI-7 : La Boîte de cisaillement

### VI .9 Mode opératoire

- Solidariser les deux demi-bottes et mettre l'échantillon dans la boîte.
- Placer la boîte sur le chariot et positionner les comparateurs ou capteurs pour prendre des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle);
- Appliquer sur la face supérieure un effort vertical N représentant les contraintes normales
- Régler tous les comparateurs à zéro et démarrer l'essai à une vitesse constante (0.5mm/min) ;
- Prendre les lectures simultanées sur les différents comparateurs (force, déplacement horizontal et déplacement vertical), à des intervalles de temps réguliers (toute les 15secondes) ;
- 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.



Figure VI.8:Appareillage de l'essai de cisaillement à la boîte.

### VI.10 Expression des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont présentés sous forme de trois types de courbes, à savoir :

- Contraintes tangentielles en fonction des déplacements horizontaux ou des déformations horizontales (contraintes-déplacements ou contraintes-déformations) :

$$\tau = f(\Delta L) \quad \text{ou} \quad \tau = f\left(\frac{\Delta L}{L}\right)$$

- Déplacements (ou déformations) verticaux en fonction des déplacements (déformation) horizontaux :  $\Delta V = f(\Delta L)$  ;
- Contraintes tangentielles en fonction de la contrainte normale, droite intrinsèques :

$$\tau = f(\sigma).$$

Pour tracer les courbes de contraintes-déformations ou contraintes-déplacements, il faut calculer les contraintes tangentielles qui sont fonction de la section (section corrigée) de l'échantillon. En effet, au cours du cisaillement, la demi-boîte inférieure se déplace par rapport à la demi-boîte supérieure dans le sens du cisaillement, ce qui fait réduire la section de l'échantillon tout le long du déplacement, ainsi, la section diminue tout le long de l'essai d'une valeur  $(\Delta L \times L)$ .

La contrainte tangentielle :  $\tau = \frac{T}{S_c}$  [bar, kPa]

Avec :

T : Force tangentielle de cisaillement [daN] ;

S<sub>c</sub> : La section corrigée :  $S_c = L(L - \Delta L)$  [mm<sup>2</sup>]

Avec :

L : Longueur du côté de la boîte de cisaillement (L=60mm) ;  $\Delta L$  : Déplacement horizontal [mm] ;

$\Delta V$  : Déplacement vertical [mm].



VII Figure VI.9 : Échantillon après cisaillement.

### VI.11 Essais réalisés

Les essais de cisaillement à la boîte sont réalisés sur les échantillons suivants :

- schiste seule
- Mélange de schiste + 10% de débris de briques
- Mélange de schiste + 30% de débris de briques
- Mélange de schiste + 50% de débris de briques

VI.12 Présentation des résultats

- Schiste seul

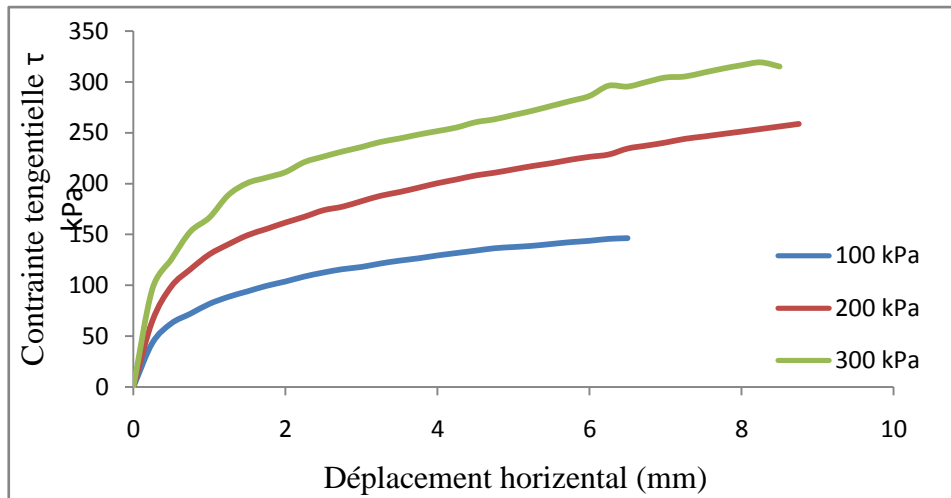


Figure VI.10 : Courbes contraintes-déformations (Schiste seul)

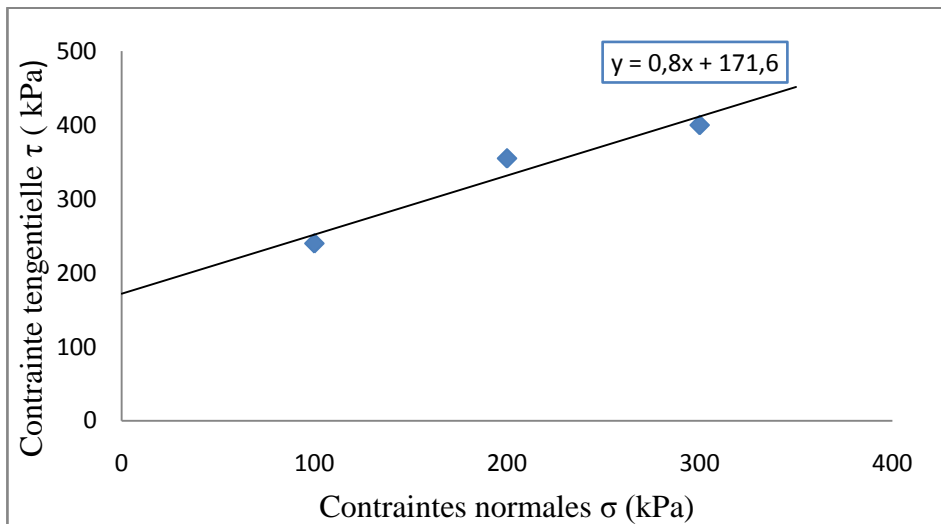


Figure VI.11 : Droite intrinsèque (Schiste seul)

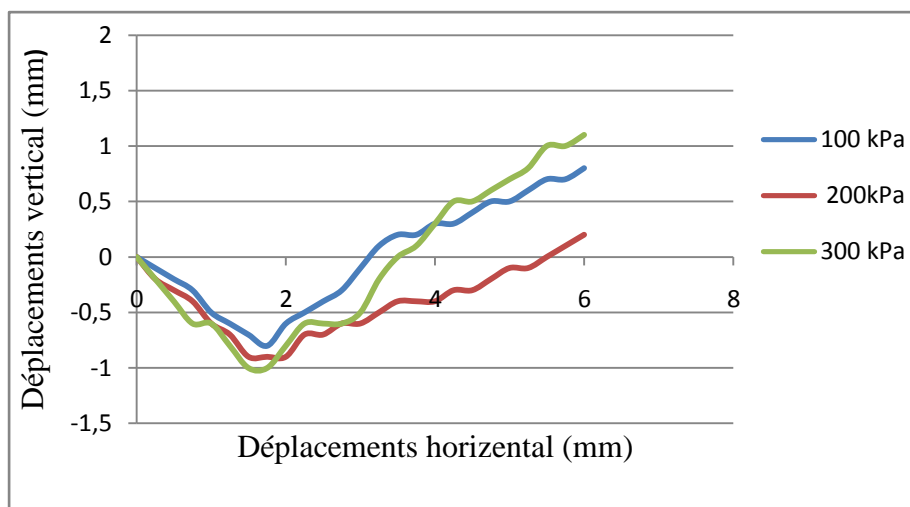


Figure VI.12: Courbes de variation du volume (Schiste seul)

- Mélange de schiste + 10% de débris de briques

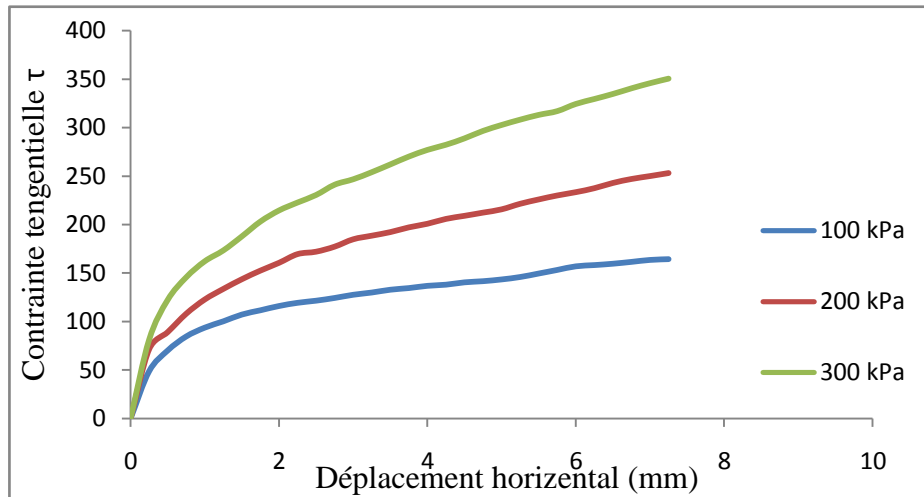


Figure VI.13 : Courbes contraintes-déformations (schiste + 10% de débris de briques)

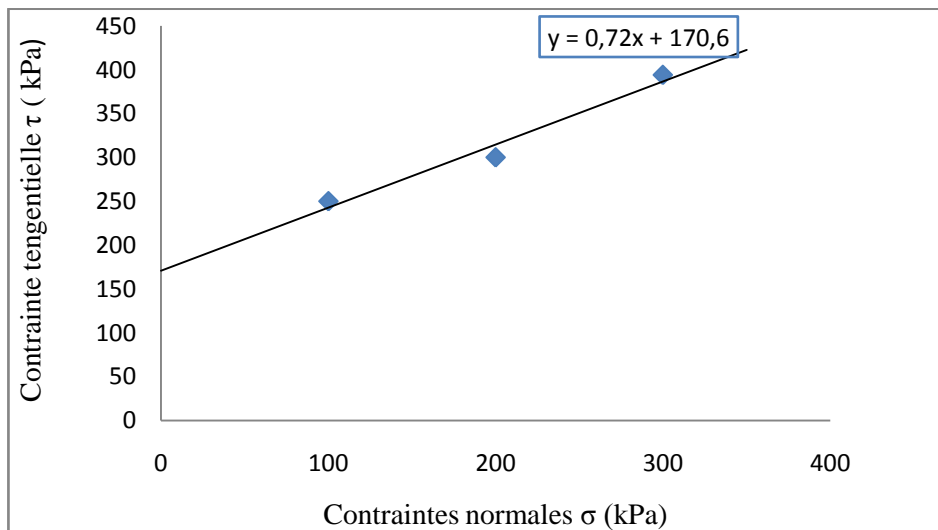


Figure VI.14 : Droite intrinsèque (schiste + 10% de débris de briques)

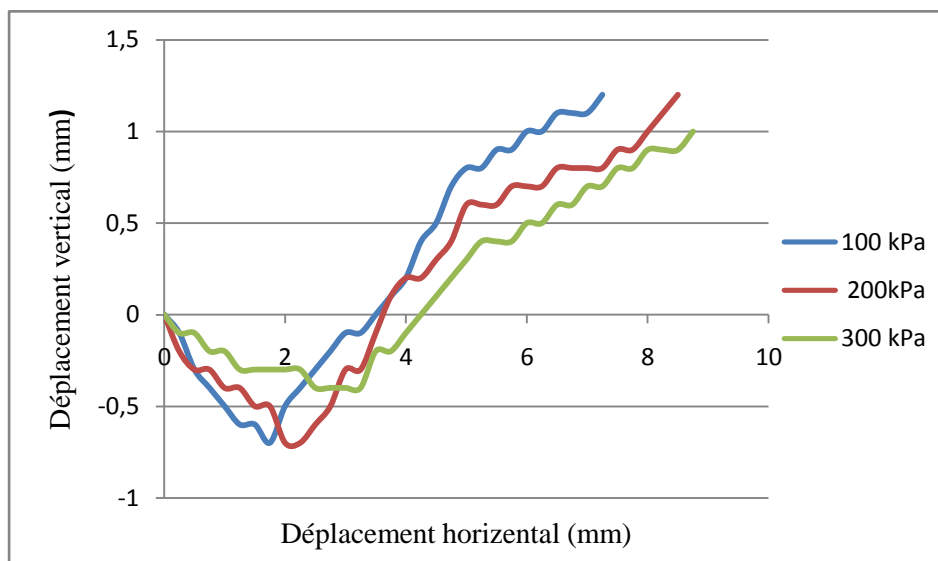


Figure VI.15: Courbes de variation du volume (schiste + 10% de débris de briques)

• Mélange de schiste + 30% de débris de briques

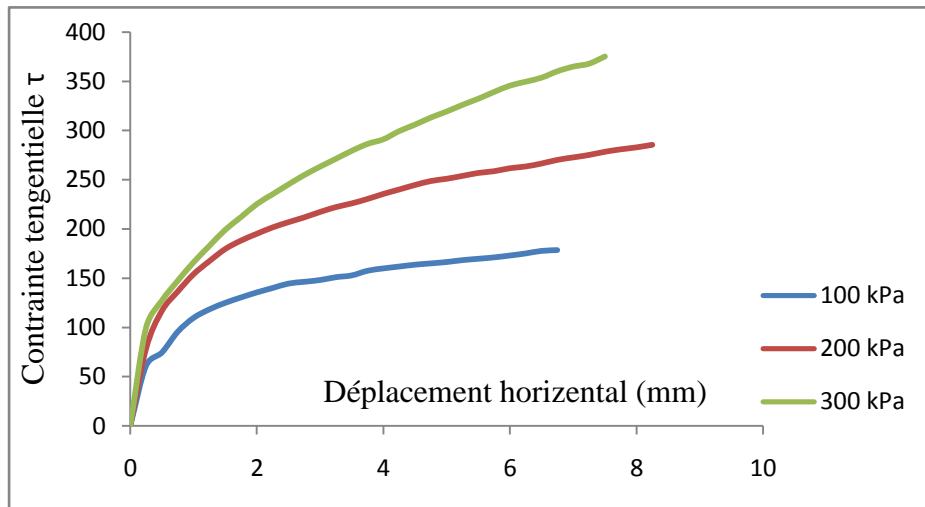


Figure VI.16 : Courbes contraintes-déformations (schiste + 30% de débris de briques)

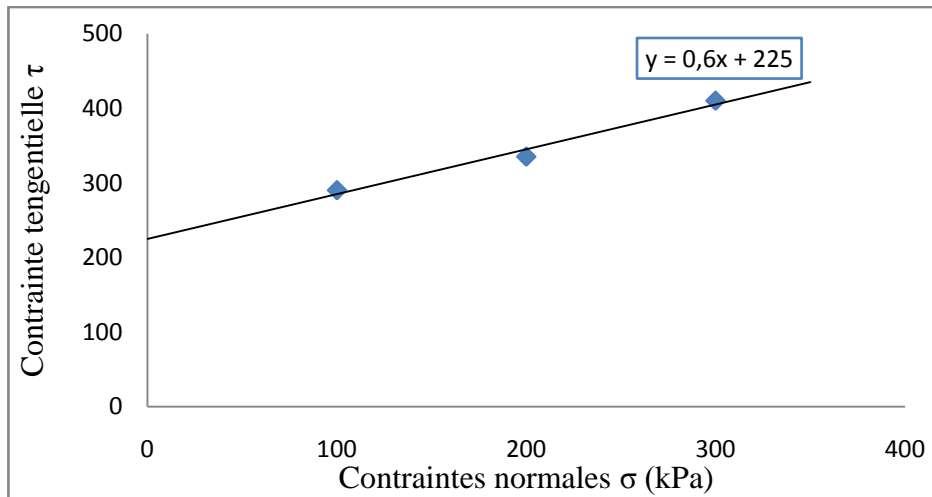


Figure VI.17 : Droite intrinsèque (schiste + 30% de débris de briques)

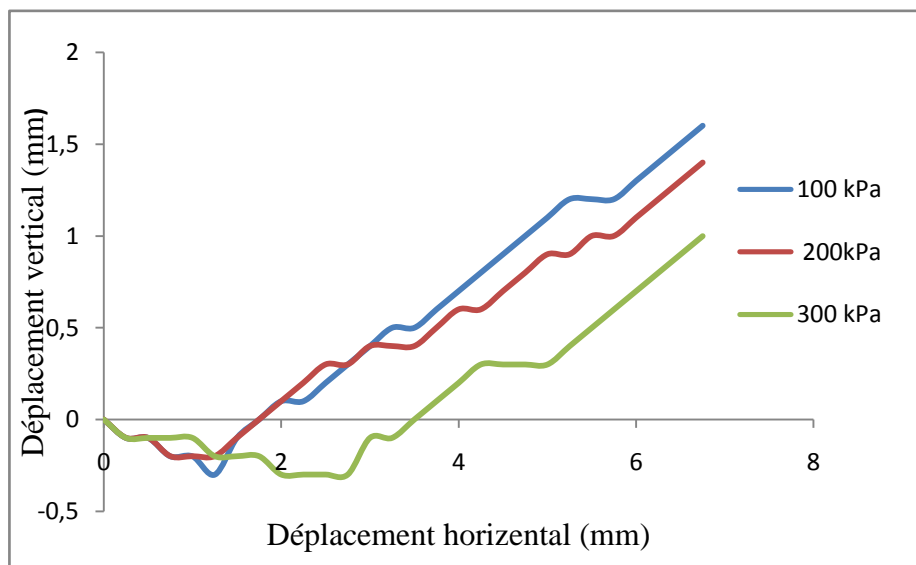


Figure VI.18: Courbes de variation du volume (schiste + 30% de débris de briques)

• Mélange de schiste + 50% de débris de briques

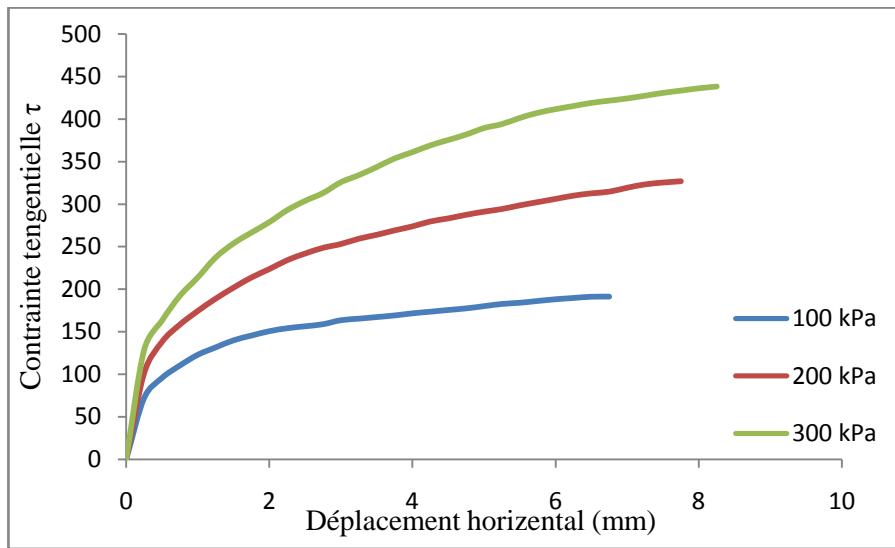


Figure VI.19 : Courbes contraintes-déformations (schiste + 50% de débris de briques)

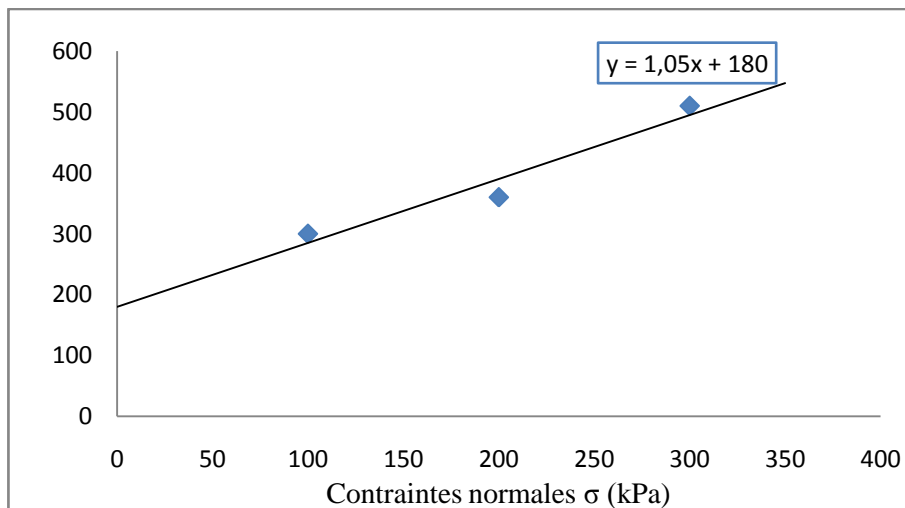


Figure VI.20 : Droite intrinsèque (schiste + 50% de débris de briques)

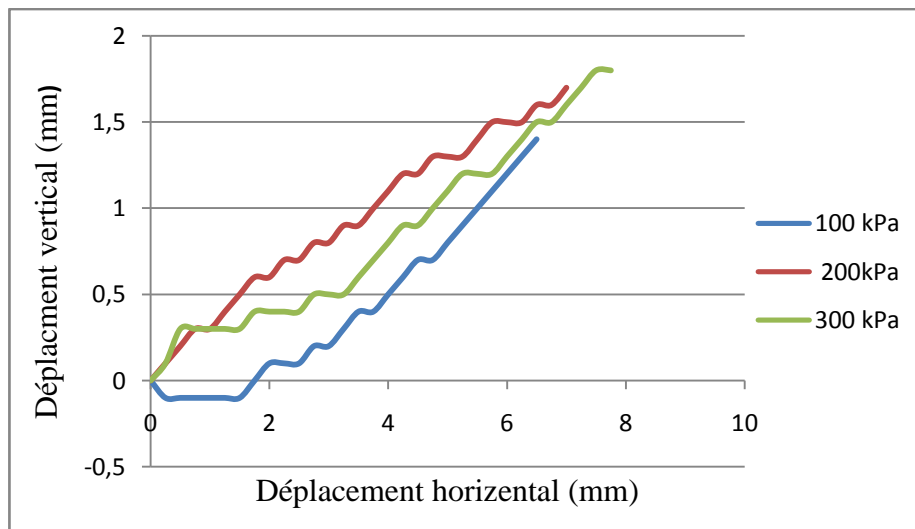


Figure VI.21: Courbes de variation du volume (schiste + 50% de débris de briques)

Les courbes présentées sur les figures VI.11, VI.14, VI.17 et VI.20 montrent que la résistance au cisaillement des différents mélanges augmente de plus en plus avec l'accroissement de la contrainte normale appliquée. En effet, avec l'augmentation de la contrainte normale, les grains se resserrent d'avantage (enchevêtrement important) et le frottement entre eux augmente, ce qui rend leur déplacement plus difficile et fait accroître par conséquent la résistance au cisaillement de l'échantillon.

La contractance et la dilatance des échantillons exprimées par les courbes de variation de volume présentées sur les figures VI13 ; VI 16 ;VI 19 ;VI22 montre que les échantillons sont généralement plus contractants sous de fortes contraintes normale, tandis qu'ils deviennent plus dilatants sous de faibles contraintes. En effet, au cours du cisaillement les grains se déplacent à l'intérieur de la boîte et ont tendance à monter les uns sur les autres ce qui se traduit par une augmentation ou diminution de volume de l'échantillon. L'apparition de ces phénomènes est directement liée à la contrainte normale appliquée.

Toutefois, on peut avoir parfois des comportements aléatoires ne respectant pas la règle générale, ce qui est du à la nature et à la forme des grains (Exp : cas de l'échantillon à 50% de briques).

Les caractéristiques mécaniques au cisaillement sont récapitulées dans le tableau suivant :

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

Échantillons	Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	Cohésion c (kPa)
Schiste + 0 % de débris de briques	30.7	56.3
Schiste 10 % de débris de briques	26.7	76.6
Schiste + 30 % de débris de briques	24.1	100
Schiste + 50 % de débris de briques	36.6	70.5

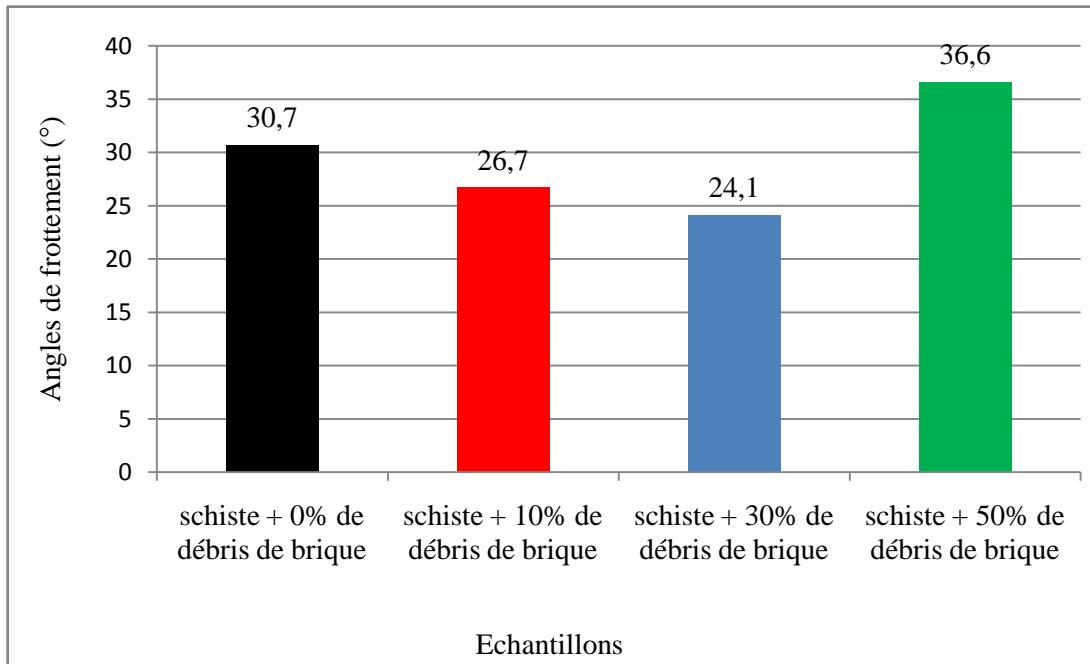


Figure VI.22 : Angles de frottement des différents mélanges

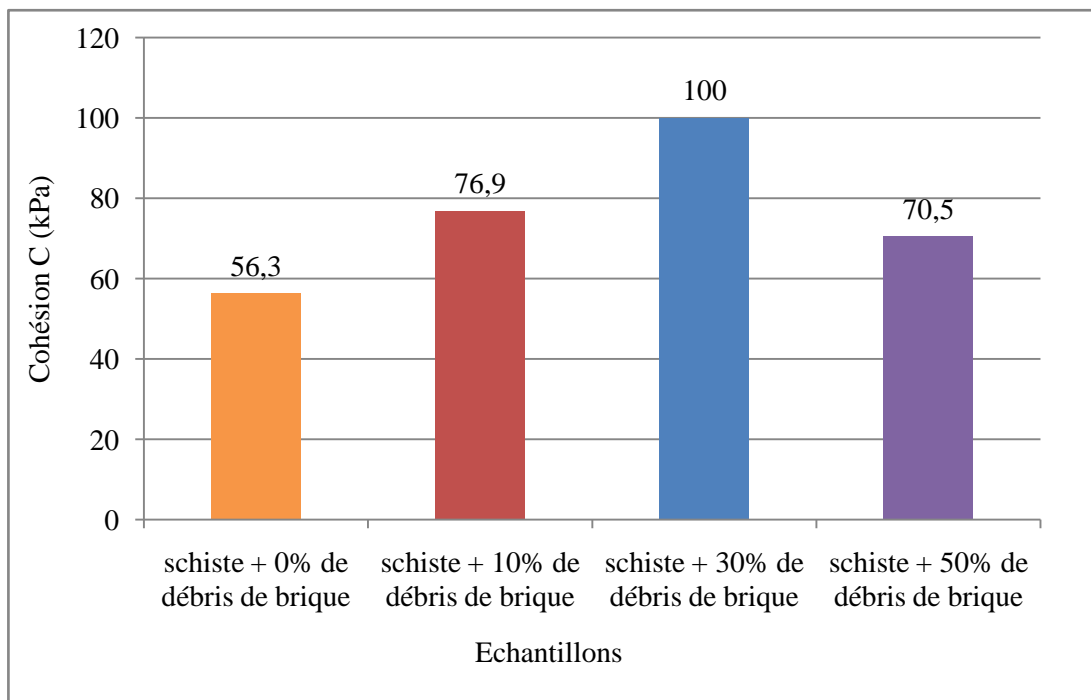


Figure VI.23 : Cohésions des différents mélanges.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues (figures VI.22), montrent que l'angle de frottement interne s'améliore au fur à mesure que l'ajout de débris de briques augmente jusqu'à atteindre la valeur 46.6 (mélange à 50% de débris de briques). En effet, les débris de briques présentent des formes très rugueuses et anguleuses. Ceci peut générer des frottements et des enchevêtrements très importants, paramètres essentiels contribuant à la résistance au cisaillement des mélanges (sols pulvérulents).

Les cohésions augmentent à 10 et 30% de l'ajout de briques, et diminuent à 50%. C'est peut-être dû à la position des grains de briques dans l'échantillon pour créer ou non une matrice plus cohérente. Particulièrement, l'échantillon à 30% de grains de briques présente à la fois un meilleur angle de frottement et une meilleure cohésion.

### **VI.13 Conclusion**

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des matériaux étudiés, à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques en fonction de plusieurs paramètres, à savoir la variation des contraintes normales et des proportions des débris de briques.

## **CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

Le travail réalisé s'inscrit dans le cadre général du recyclage et de la valorisation de nouveaux matériaux locaux dans le domaine du génie civil et des travaux publics. Il traite particulièrement la possibilité d'élaborer un matériau composé de schiste et de débris de briques pour une utilisation dans les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base).

- Les matériaux étudiés (le schiste et les débris de briques) sont sélectionnés à base des divers avantages qu'ils présentent que ce soit sur le plan économique ou sur le plan environnemental, à savoir :

- Disponibilité ;
- Facilité d'extraction ou de collecte dans le cas des débris de briques ;
- 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 de schiste et des débris de briques 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 et satisfaisantes comparativement aux seuils fixés par les normes dans le cas d'un matériau routier. Les teneurs en eau optimales nécessaires au compactage des matériaux présentés sont relativement supérieures aux teneurs en eau de compactage des matériaux modèles sable et graviers.

- L'ajout des débris de briques améliore par contre sensiblement la portance des mélanges même en présence d'eau (après immersion). Toutefois, l'écart de portance parfois important avant et après immersion, doit être impérativement pris en considération pour éviter les instabilités éventuelles des matériaux présentés face aux variations climatiques (périodes hivernales et estivales).

- En ce qui concerne la résistance aux chocs, les résultats obtenus pour les échantillons étudiés présentent des résistances faibles à moyennes, comparativement aux matériaux modèles de référence, par contre, la résistance à l'usure s'améliore au fur et à mesure que la teneur en débris de briques augmente. Par ailleurs, les essais de

dégradabilité et de fragmentabilité révèlent respectivement que les matériaux schiste et débris de briques sont peu dégradables sous sollicitations hydriques et peu fragmentables sous sollicitations mécaniques.

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

- Les mélanges étudiés (schiste + débris de s) présentent ainsi des comportements et des propriétés mécaniques très intéressantes, notamment pour de fortes teneurs en débris de briques (50 %). Ces résultats permettent de les proposer initialement pour une utilisation dans les corps de chaussées de faible à moyen trafic, notamment en couches de forme et en couches de fondations.

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 et 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, et par conséquent à économiser du temps et de l'argent.

La préservation de l'environnement, par la récupération des débris de briques et d'autres matériaux de recyclages 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, briques, verre, ...) dont l'utilisation peut être élargie dans plusieurs domaines de génie civil, ce qui ouvre de nouveaux postes d'emploi.

Cependant, la voie reste ouverte à d'autres possibilités d'utilisation de ces matériaux, permettant ainsi : d'élargir la gamme des matériaux de construction, de réduire les déchets à la source et de développer l'utilisation des matériaux recyclés dans les chantiers



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A.N.D, (2015).** (Agence Nationale des Déchets). Schéma Directeur de gestion des déchets ménagers et assimilés de la commune de Tizi-Ouzou.
- Aliabdo A.A, Abd-Elmoaty M.A et Hassan H.H (2014).** "Utilization of crushed clay brick in concrete industry, Alexandria engineering Journal (Volume 53, Issue 1, March 2014, Pages151-168).
- Beghin A, (2003).** Etude de la rupture des bitumes à basse température : influences des facteurs de composition et de la rhéologie des liants. Thèse : Université Paris VI.
- Bodin D, Chabot A, Pijaudier-Cabot G et Piau J.M, (2004).** A continuum damage approach to asphalt concrete modelling. Journal of Engineering Mechanics (ASCE).
- Bouchard M, (1984).** "Utilisation en technique routière de granulats provenant du concassage de béton de démolition". Bulletin liaison laboratoire Pont et Chaussée, n° 134, Réf 2852.
- Bouchez C, (2008).** Rapport de sédimentologie : étude des milieux de dépôts, L3 Sciences de la Terre et des Planètes, pp 2-8.
- CNERIB, (2002).** Valorisation des déchets de construction ‘ ’ Rapport interne, Algérie.
- Coquand R, (1978).** Routes (Circulation – Tracé – Construction), livre II, Construction et Entretien, 6eme éditions, Eyrolles.
- Degoutte G, (2002).** Petit barrage : recommandation pour la conception, la réalisation etsuivi.
- Dunoyer de Segonzac G, (1969).** Les matériaux argileux dans la diagénèse, passage au métamorphisme, Mémoire du Service de la carte géologique d’Alsace et de Lorraine, n° 29.
- Jean B, Hervé C et Philippe C, (2018).** Livre : La route et ses chaussées.
- LCPC, (1987).** Essai de cisaillement a la boîte. Laboratoire centrale des ponts et chaussées.
- LCPC, (1994).** Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Guide Technique. Conception et dimensionnement des structures de chaussées.

**LCPC, (1998).**Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Catalogues des dégradations de surface des chaussées.

**Boudlal Omar B ,2016.** Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations thèse doctorat 2013 (16.83MB) et Mémoire d'ingénieur en génie civil, université Mouloud Mammeri Tizi-ouzou

**Boudlal O., Melbouci B. (2009).** Study of the demolition aggregates behavior by the Proctor and CBR tests. Material, Design, Construction, Maintenance, and Testing of pavement. Geotechnical special publication (ASCE); 193, pp. 75-80. Braymand S., Roux S., Kuwufine D., Constantin C M., Feugeas F and F

**Boudlal Omar, MESSANI Yahia, BENAMAR Ahmed:** valorisation d'un matériau composite (schiste et laitier cristallisé) dans la construction routière valorization of a composite of (shale and blast furnace slag) in road construction

**Melbouci B ,** Etude du phénomène d'écrasement des grains de schiste au compactage. RFG, N° 117, 4° trimestre. Revue Française de Géotechnique (France) ISSN : 0181 – 0529.

**Mellal F et Lamri B, (2010).**Etude du comportement physico-mécanique d'une marne argileuse traitée à la chaux éteinte. (Cas de l'autoroute Est-Ouest Tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana (Algérie)). Université Hassiba Ben Bouali De Chlef, Algérie, pp 574-583.

**Neji J, (2005).** «LE PROJET ROUTIER » Centre de Publication 'Universitaire- Ingénieur ETP - Enseignant à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.

**NF EN 13-285 (2010).** Norme française, Graves non traitées, Spécifications.

**NF P 18-572 (2011).** Norme Française, Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (Micro-Deval).

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

**NF P 94 – 050 (1995).**Norme Française, Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage.

**NF P 94 – 054 (1991)** Norme Française, reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau.

**NF P 94 – 064 (1993)** Norme Française, Sols : reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique sèche d'un élément de roche. Méthode par pesée hydrostatique.

**NF P 94-051 (1993).** Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle — Limite de plasticité au rouleau.

**NF P 94-053 (1991)** Norme Française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination de la masse volumique des sols fins au laboratoire. Méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.

**NF P 94-056 (1996).** Norme française, Sols : Reconnaissance et essais. Analyse granulométrique. Méthode par tamisage à sec après lavage.

**NF P 94-066 (1992)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.

**NF P 94-067 (1992)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.

**NF P 94-071 (1994).** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Cisaillement direct.

**NF P 94-078 (1997)** Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion-Indice CBRimmédiat - Indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

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

**Nguyen T, (2008).** «Valorisation des sédiments de dragage traités par le procédé NOVOSOL® dans des matériaux d'assises de chaussée – Comportement mécanique et environnemental», Thèse Doct. Délivrer par Université Paul Sabatier. L'université de Toulouse. PP 67-68.

**Oksri Nelfia L, (2015).** "Incorporation de fines issues de granulats recyclés dans la fabrication de nouveaux liants hydrauliques" LaSIE - Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur pour l'Environnement.

**Pauw C, (1982).** ‘‘Recyclage des décombres d'une ville sinistrée’’, CSTC, Revue n° 4, Belgique.

**Salem A, (2006).** Effet de l'activation mécanique de l'argile cuite (déchets de briques) sur le comportement mécanique du mortier. Mémoire de master, université Mohamed Boudiaf M'sila.

**SETRA,(1996).**Service technique des routes et autoroutes. Guide pratique, l'entretien courant des chaussées.

**IAST.UNIV-SETIF** Université Ferhat Abbas. Setif1 Introduction à la Mécanique des sols

