



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



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

Mémoire de master académique

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

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

Présenté par : **Mr OUKACI Aghilas**

Devant le jury composé de :

Mr DEHMOUS Hocine : Maitre de conférences "A" à l'UMMTO.....Président.

Mme MOBAREK Houria : Maitre assistante "A" à l'UMMTO.....Examinatrice.

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

Promotion : 2022 / 2023

SOMMAIRE

Remerciements.

Dédicace.

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. DEFINITION.....3

I.3. LES PRINCIPALES COUCHES DE CHAUSSEES.....4

I.3.1. Plateforme support de chaussée.....4

I.3.1.1. Le sol support 4

I.3.1.2. La couche de forme 5

I.3.2. La couche d'assise.....5

I.3.2.1. Couche de fondation.....5

I.3.2.2. Couche de base.....5

I.3.3. La couche de surface.....5

I.3.3.1. La couche de roulement.....6

I.3.3.2. La couche de liaison.....6

I.4. LES DIFFERENTES STRUCTURES DE CHAUSSEES.....6

I.4.1. Les chaussées souples.....6

I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses.....7

I.4.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (semi-rigides).....7

I.4.4. Les chaussées à structure mixte.....8

I.4.5. Les chaussées à structure inverse.....8

I.4.6. Les chaussées en béton de ciment.....9

I.5. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES.....9

I.5.1. Le trafic.....9

I.5.2. L'environnement.....9

I.5.3. Le sol support.....9

I.5.4. Les matériaux.....9

I.6. LES MATERIAUX ROUTIERS.....10

I.6.1. Les granulats.....	10
I.6.2. Les caractéristiques exigées des granulats.....	10
I.6.3. Choix des catégories de granulats.....	11
I.6.4. Les différentes familles de matériaux.....	11
I.6.5. Les matériaux pour assises de chaussées.....	11
1.7. DEGRADATION DES CHAUSSEES	12
I.7.1. Cause de dégradations des chaussées.....	12
I.7.1.1. Le trafic.....	12
I.7.1.2. Les conditions climatiques.....	12
I.7.1.3. Les malfaçons.....	12
I.7.1.4. Les accidents et les incidents.....	12
I.7.2. Types de dégradations des chaussées.....	13
I.7.2.1. Les arrachements.....	13
I.7.2.2. Les mouvements de matériaux.....	13
I.7.2.3. Les déformations.....	14
I.7.2.4. Les fissuration.....	15
I.8. ACTION DES VEHICULES SUR LA CHAUSSEE.....	15
I.8.1. Actions verticales.....	15
I.8.2. Actions tangentielles.....	16
I.8.3. Actions dynamiques.....	16
I.8.4. Vibrations.....	17
I.8.5. Durée d'application des charges.....	17
I.8.6. Répétition des charges.....	17
I.9. CONCLUSION.....	17
CHAPITRE II : VALORISATION DES DECHETS	
II.1. INTRODUCTION.....	18
II.2. GENERALITES SUR LES DECHETS.....	18
II.2.1. Le déchet.....	18
II.2.2. Origine de la production des déchets.....	18
II.2.3. Gestion des déchets.....	19
II.2.4. Principe de gestion des déchets.....	19
II.2.5. Les grandes catégories de déchets.....	19
II.2.5.1. Déchets ménagers et assimilés.....	19
II.2.5.2. Déchets non dangereux des activités économiques.....	20

II.2.5.3. Déchets dangereux des activités économiques.....	20
II.2.5.4. Déchets inertes.....	21
II.2.5.5 : Déchet sidérurgiques.....	21
II.2.6. Production de déchets solides dans le monde.....	21
II.2.7. La valorisation des déchets.....	22
II.2.8. L'intérêt de la valorisation.....	22
II.2.9. Déchets en Algérie.....	23
II.2.10. Utilisation des déchets et sous-produits dans le domaine du génie civil.....	23
II.3. LE RECYCLAGE DES DECHETS EN CONSTRUCTION.....	24
II.3.1. Historique du recyclage en génie civil.....	24
II.3.2. Recyclage des déchets dans le domaine du génie civil en Algérie.....	25
II.3.3. Impacts du recyclage sur l'environnement.....	26
II.4. RECYCLAGE ET DE VALORISATION DES BETONS.....	26
II.4.1. La valorisation des déchets par l'industrie cimentière.....	27
II.4.2. Le recyclage et la valorisation des bétons de déconstruction.....	27
II.4.3. Les différentes étapes de valorisation du béton.....	28
II.5. CONCLUSION.....	28
CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX	
III.1. INTRODUCTION.....	29
III.2. MATERIAUX UTILISES.....	29
III.3. LES MARNES.....	30
III.3.1. Définition de la marne.....	30
III.3.2. Les différents types de marnes.....	30
III.4. GENESE DES MARNES.....	31
III.4.1. Diagenèse des carbonates.....	31
III.4.2. Diagenèse des minéraux argileux.....	31
III.5. CARACTERISTIQUES DES MARNES.....	32
III.6. L'ALTERATION DES MARNES.....	32
III.7. LA MARNE ETUDIEE.....	33
III.7.1. Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de marne.....	33
III.7.2. Concassage et tamisage de la marne.....	34
III.8. ESSAIS D'IDENTIFICATION.....	35
III.8.1. Teneur en eau naturelle (w).....	35
III.8.2. Les masses volumiques	35

III.8.2.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique.....	35
III.8.2.2. La masse volumique humide ρ_h (NF P 94-053).....	37
III.8.2.3. La masse volumique des particules solide ρ_s (méthode du pycnomètre).....	37
III.8.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité.....	38
III.8.4. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051).....	40
III.8.4.1. Définition.....	40
III.8.4.2. But de l'essai.....	41
III.8.4.3. Appareillage d'usage courant.....	41
III.8.4.4. Détermination de la limite de liquidité WL.....	42
III.8.4.5. Détermination de la limite de plasticité Wp.....	42
III.8.5. ANALYSE CHIMIQUE ET MINERALOGIQUE.....	43
III.9. DEBRIS DE BETON.....	43
III.10. PREPARATION DES ECHANTILLONS.....	44
III.11. CONCLUSION.....	44
CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES	
IV.1. INTRODUCTION.....	45
IV.2. ESSAIS DE COMPACTAGE	45
IV.2.1. Définition du compactage.....	45
IV.2.2. Objectif du compactage.....	46
IV.3. LES FACTEURS QUI INFLUENCENT LE COMPACTAGE.....	46
IV.3.1. L'influence de l'énergie de compactage.....	46
IV.3.2. L'influence de la teneur en eau.....	47
IV.3.3. L'influence de la nature du sol.....	47
IV.4. LES ESSAIS DE COMPACTAGES EN LABORATOIRE.....	48
IV.4.1. L'essai Proctor.....	48
IV.5. L'ESSAI PROCTOR MODIFIE (PM).....	49
IV.5.1. But de l'essai (NF P 94-093).....	49
IV.5.2. Principe de l'essai.....	49
IV.5.3. Matériel utilisé.....	49
IV.5.4. Essais réalisés.....	50
IV.5.5. Expression des résultats.....	50
IV.6. ESSAIS DE PORTANCE CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO) NF P 94-078.....	55
IV.6.1. Définition.....	55

IV.6.2 But de l'essai.....	55
IV.6.3 Principe de l'essai.....	55
IV.6.4. Matériel utilisé.....	56
IV.6.5. Mode opératoire.....	57
IV.6.5.1. Préparation des échantillons.....	57
IV.6.5.2. Détermination de l'indice CBR immédiat.....	58
IV.6.5.3 Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif).....	58
IV.6.6 Expression des résultats.....	59
IV.6.6.1. Interprétation des résultats (CBR).....	59
IV.6.6.2. Interprétation des résultats (CBR _{imm}).....	63
IV.7 CONCLUSION.....	67
CHAPITRE V : ESSAIS ROUTIERS	
V.1. INTRODUCTION.....	68
V.2. ESSAI MICRO DEVAL.....	68
V.2.1. Définition et But de l'essai (NF P18-572).....	68
V.2.2. Principe de l'essai.....	69
V.2.3. Matériaux utilisées.....	70
V.2.4. résultats de l'essai.....	70
V.3. ESSAI LOS ANGELES.....	71
V.3.1. Définition et but de l'essai (NF P18 573).....	71
V.3.2. Principe de l'essai.....	71
V.3.3. Matériaux utilisées.....	72
V.3.4. Résultats des essais.....	73
V.4. ESSAI DE DEGRADABILITE (NF P 94-056).....	75
V.4.1. Principe de l'essai.....	75
V.4.2. Exécution de l'essai.....	75
V.4.3. Matériaux utilisés.....	75
V.4.4. Résultats obtenus.....	76
V.5. ESSAI DE FRAGMENTABILITE (NF P 94-066).....	79
V.5.1. Principe de l'essai.....	79
V.5.2. Exécution de l'essai.....	79
V.5.3. Matériaux utilisés.....	79
V.5.4. Résultats des essais.....	80

V.6. CONCLUSION.....	83
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde 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.

Mr DEHMOUS Hocine, Maitre de conférences à l'UMMTO pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.

Mme MOBAREK Houria, Maitre assistante à l'UMMTO pour avoir accepté d'examiner ce mémoire

Les responsables des laboratoires de mécanique des sols du département de génie civil et de recherche (LGEA) de l'UMMTO, M^{me} Bouazzouni Fatima, Mr Khelifa Sid Ali et Mr LACHEBI Kamel pour leurs soutiens, leur disponibilité et surtout leur confiance.

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

« Dédicace »

Je dédie ce mémoire à

Mes très chers Parents

Yemma

Mes frères et sœurs

Mes petits anges (Adam, Ines, Sarah, Ania, Celia, Syliane, Abdou,
Lea, Massilia)

A toute ma famille (cousins et cousines), mes amis sans exception.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: Constitution d'une chaussée (Faure, 1998).

Figure I.2: Structure type d'une chaussée souple. (LCPC, 1994)

Figure I.3: Structure d'une chaussée bitumineuse épaisse. (LCPC, 1994)

Figure I.4: Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques. (LCPC, 1994)

Figure I.5: Chaussées à structure mixte. (LCPC, 1994)

Figure I.6 : Chaussée a structure inverse. (LCPC, 1994)

Figure I.7 : Dégradations d'arrachement (plumage). (LCPC, 1998).

Figure I.8 : Remontée des fines, dégradation franche, significative et étendue. (LCPC, 1998)

Figure I.9 : Dégradations de déformation (orniérage). (LCPC, 1998)

Figure I.10 : Fissures dans une chaussée. (LCPC, 1998)

CHAPITRE II

Figure II.1 : Collecte des déchets ménagers et assimilés.

Figure II.2 : Déchets non dangereux des activités économiques.

Figure II.3 : Déchets dangereux des activités économiques.

Figure II.4 : Déchets inertes.

Figure II.5 : Le séisme d'El Asnam, survenu le 10 octobre 1980.

Figure II.6 : Le séisme de Boumerdes, 21mai 2003.

Figure II.7 : Débris de béton issus de déconstruction.

CHAPITRE III

Figure III.1 : Matériaux utilisés (marne, débris de béton).

Figure III.3 : La marne bleue.

Figure III.4 : Marnes noires (grise souris).

Figure III.5: Marne gréseuse vin Trias-Neffies.

Figure III.6 : La marne grise de M'douha.

Figure III.7 : Vue aérienne du site indiqué (Google earth).

Figure III.8 : Site d'extraction du matériau naturel (marne).

Figure III.9 : Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285.

Figure III.10 : Granulats de marne après concassage et tamisage.

Figure III.11 : Pesée hydrostatique.

Figure III.12 : Exécution de l'essai.

Figure III. 13: Les différents états du sol.

Figure III.14 : Différents états de consistances d'un sol.

Figure III.15 : appareillage d'usage courant.

Figure III.16 : Détermination de la limite de liquidité.

Figure III.17 : Etape de la limite de plasticité.

Figure III.18: Débris de béton sur chantier à Tamda.

Figure III.19 : Débris de béton après concassage et tamisage.

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Compactage des sols.

Figure IV.2 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

Figure IV.3 : Influence de la teneur en eau sur le compactage.

Figure IV.4 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

Figure IV.5 : Essai Proctor.

Figure IV.6 : Matériel utilisé pour Proctor et CBR .

Figure IV.7 : Mélange de marne+ Débris de béton préparé pour essai Proctor.

Figure IV.8 : Courbe Proctor de marne seule.

Figure IV.9 : Courbe Proctor de marne + 10% de débris de béton.

Figure IV.10 : Courbe Proctor de marne + 30% de débris de béton.

Figure IV.11 : Courbe Proctor de marne + 50% de débris de béton.

Figure IV.12 : Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

Figure IV.13 : Évolutions des densités sèches maximales en fonction de la teneur en béton.

Figure IV.14 : Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage des débris de béton.

Figure IV.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

Figure IV.16 : La machine de poinçonnement LoadTrac II (LGEA).

Figure IV.17 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

Figure IV.18 : Courbes enfoncements-forces marne seule (CBR).

Figure IV.19 : Courbes enfoncements-forces marne +10% de débris de béton (CBR).

Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces marne +30% de débris de béton (CBR).

Figure IV.21 : Courbes enfoncements-forces marne +50% de débris de béton (CBR).

Figure IV.22 : Evolution des indices CBR immédiat en fonction de la teneur en débris de béton.

Figure IV.23 : Courbes enfoncements-forces marne seule (CBRimm).

Figure IV.24 : Courbes enfoncements-forces marne +10% de débris de béton (CBRimm).

Figure IV.25 : Courbes enfoncements-forces marne +30% de débris de béton (CBRimm).

Figure IV.26 : Courbes enfoncements-forces marne +50% de débris de béton (CBRimm).

Figure IV.27 : Evolution des indices CBR immersion en fonction des pourcentages des débris de béton.

Figure IV.28: Courbes comparatives des indices CBR et CBRimm des différents pourcentages de débris de béton.

Figure IV.29: gonflement relatif des différents mélanges.

CHAPITRE V

Figure V.1 : Machine Micro Deval (LGEA).

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 (LGEA).

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

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

Figure V.7 : Résultats récapitulatifs (LA+MDE).

Figure V.8 : Différentes étapes de l'essai de dégradabilité.

Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne seule.

Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +10% de béton.

Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +30% de béton.

Figure V.12: Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +50% de béton.

Figure V.13 : Résultats des essais de dégradabilité.

Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne.

Figure V.15: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 10% de béton.

Figure V.16: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 30% de béton.

Figure V.17 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 50% de béton.

Figure V.18 : Résultats des essais de fragmentabilité.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Production de déchets solides dans quelques pays en 1970 (en millions de tonnes)

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.

Tableau III.2 : Détermination de la teneur en eau.

Tableau III.3 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Tableau III.4 : Classification des matériaux en fonction de la masse volumique sèche.

Tableau III.5 : Résultats de la masse volumique des particules solides.

Tableau III.6 : Détermination du degré de saturation. (D'après TERZAGHI).

Tableau III.7 : Récapitulatif des caractéristiques de la marne.

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse minéralogique.

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne seule.

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 10% de débris de béton

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 30% de débris de béton.

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 50% de débris de béton.

Tableau IV.5 : Récapitulatif des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales.

Tableau IV.6: Résultats des essais CBR immédiat (CBR).

Tableau IV.7: Résultats des essais CBR immersion (CBRimm).

CHAPITRE V

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

Tableau V.2 : Résultats des essais Micro Deval.

Tableau V.3 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Tableau V.4 : Résultats des essais Los Angeles.

Tableau V.5 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Tableau V.6 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Tableau V.7 : Classification des matériaux rocheux.

Tableau V.8: Classification des matériaux rocheux selon le coefficient FR.

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

W : Teneur en eau naturelle ;
Ms : Masse des particules solide ;
Mh : Masse de l'échantillon à l'état humide ;
 γ : Poids volumique total ;
 γ_w : Poids volumique de l'eau ;
 γ_s : Poids volumique des grains solides ;
 γ_h : Poids volumique humide ;
 γ_d : Poids volumique sec ;
e : Indice des vides ;
Sr : Degré saturation ;
n : Porosité ;
 ρ : Masse volumique totale ;
 ρ_w : Masse volumique de l'eau ;
 ρ_s : Masse volumique des grains solides ;
 ρ_h : Masse volumique humide ;
 ρ_d : Masse volumique sèche ;
Vw : Volume de l'eau ;
Vs : Volume des particules solides ;
Va : Volume de l'air ;
Vv : Volume des vides ;
Vt : Volume total ;
WL : Limite de liquidité ;
Wp : Limite de plasticité ;
Ip : Indice de plasticité ;
Wopt : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;
 $(\gamma_d/\gamma_w)_{\max}$: la densité sèche maximale ;
CBR : L'indice CBR immédiat.
CBRimm : L'indice CBR après immersion ;
G : Gonflement linéaire relatif ;
MDE : Le coefficient micro Deval ;
LA : Le coefficient Los Angeles ;
D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés ;
DG : Le coefficient de dégradabilité ;
Fr : Le coefficient de fragmentabilité.

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures de transport, en particulier les routes, sont conçues et construites selon des critères techniques et économiques bien définis. Outre son rôle social, une route doit remplir des objectifs techniques tout en présentant un coût aussi bas que possible.

La croissance socio-économique impose de préserver et rénover les moyens de communication, notamment dans le domaine des travaux publics. Afin de maintenir une cohérence entre motorisation et infrastructures de transport, et de répondre aux exigences de confort et de sécurité, un véritable programme de modernisation et d'élargissement du réseau routier est jugé indispensable.

Les ressources naturelles s'amenuisent alors que la demande augmente. Nous sommes face à une situation de surexploitation des carrières, engendrant un problème environnemental réel. Parallèlement, des volumes importants de déchets sont générés par le secteur du bâtiment et des travaux publics ainsi que par l'industrie. Ces déchets constituent potentiellement un moyen de préserver les ressources naturelles, en offrant une source intéressante pour produire des matériaux alternatifs.

Afin de limiter l'extraction abusive des matériaux naturels classiques, très utilisés dans de grands programmes de construction, le recyclage et la valorisation des déchets sont aujourd'hui considérés comme une solution d'avenir. Cela permet à la fois de répondre au déficit entre la production et la consommation, et de protéger l'environnement. Plusieurs matériaux comme les débris de béton, de verre, les déchets plastiques, etc. ont fait l'objet d'un recyclage dans le but de les réutiliser 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 la simple expérimentation en laboratoire.

Le travail réalisé et présenté dans ce mémoire rentre dans cette perspective ; il consiste à étudier le comportement mécanique d'un mélange de granulats de marne et de débris de béton pour une éventuelle utilisation dans la construction routière. Il peut constituer une contribution précieuse présentant une alternative et une solution propre et durable.

Après avoir identifié les matériaux sélectionnés, les mélanges (marne + débris de béton) 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). 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 cinq 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 béton. Il permet de montrer également l'intérêt du recyclage dans le génie civil tout en présentant 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 (marne et débris de béton), afin de déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques. Il présente également les différents échantillons préparés.

Dans le chapitre IV est présentée la première série d'essai mécanique 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 quelques essais routiers, à savoir l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, l'essai de dégradabilité et l'essai de fragmentabilité ainsi que les différents 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 LES CHAUSSEES

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 présentées des généralités sur les chaussées modernes, les différentes couches constitutives, les principaux types de chaussées, les paramètres pris en compte pour leur dimensionnement, les différents matériaux utilisés, ainsi que les dégradations et les désordres que peuvent subir les chaussées sous les différentes sollicitations dues aux agents climatiques et l'intensité du trafic.

I.2. DEFINITION

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties qui ont chacune un rôle bien défini.

Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent de déformations permanentes, ni dans le terrain, ni dans la chaussée elle-même. (Coquand, 1978).

La chaussée a pour objectifs:

- Absorber les charges dues aux véhicules (sollicitations des trafics) ;
- Encaisser les variations journalières et saisonnières de température et d'hygrométrie;
- Supporter le poinçonnement résultant du stationnement des véhicules;
- Rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur;
- Résister aux effets de roulage et de freinage des véhicules;

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

I.3. LES PRINCIPALES COUCHES DE CHAUSSEES

Une structure routière est constituée d'un certain nombre d'assises superposées qui ont pour rôle essentiel de supporter les charges du trafic et d'assurer leur diffusion selon des niveaux de contraintes supportables par le sol d'infrastructure.

En effet, lorsque la contrainte de chargement transmise à travers une couche de chaussée devient supérieure à la charge admissible que celle-ci peut supporter, il s'amorce un processus de dégradation qui conduit inévitablement à la ruine de la structure.

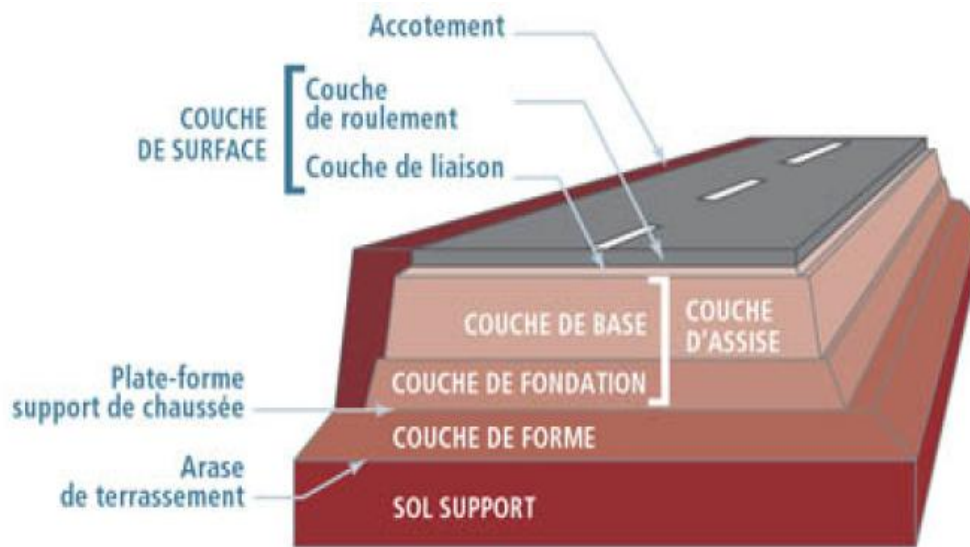


Figure I.1: Constitution d'une chaussée (Faure, 1998).

I.3.1. Plateforme support de chaussée

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

I.3.1.1. Le sol support

Dans la conception des structures de chaussées, le sol support est souvent considéré comme couche à part entière d'une structure. Éventuellement surmonté d'une couche de forme en matériaux sélectionnés ou traités, le sol support constitue la plate-forme sur laquelle repose la chaussée. Pour bien remplir son rôle, il est souhaitable que cette plate-forme possède un certain nombre de qualité: (Moulierac et Prvost, 2002)

- Elle doit offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée et doit donc être suffisamment rigide.
- Cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée ; elle doit donc être peu sensible aux intempéries.

- Elle participe, par sa rigidité, au fonctionnement de la chaussée, une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse.

I.3.1.2. La couche de forme

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe qui sert à adopter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques, et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée.

Elle n'y est utilisée que pour opérer de corrections géométriques et améliorer la portance du sol support à long terme, elle participe à son intégrité de par 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

Les couches d'assise sont généralement constituées de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base.

Elles assurent les rôles suivants :

- Répartir les charges sur la plate-forme.
- Présenter des bonnes performances mécaniques.
- Assurer une bonne protection thermique. (Barrillot et Cabanes, 2018)

I.3.2.1. Couche de fondation

Constituée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit les pressions sur le support, afin de maintenir les déformations.

I.3.2.2. Couche de base

Constituée de gravier 0/25 et bitume elle est d'une épaisseur de 20 cm. Cette couche supporte exactement l'action des véhicules à l'intérieur de laquelle les pressions élevées s'atténuent avant d'être transmise à la couche de fondation.

I.3.3. La couche de surface

Elle peut comprendre une ou plusieurs couches d'enrobé (couche de roulement, et une ou deux couches de liaison). (LCPC, 1994)

I.3.3.1. La couche de roulement

Elle est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat. Elle assure une ou plusieurs des fonctions suivantes :

- Sécurité : (adhérence ; uni longitudinal et transversal)
- Confort : (bruit de roulement ; uni longitudinal et transversal)
- Protection de l'assise : (imperméabilisation ; résistance mécanique ; résistance aux agents extérieurs).

I.3.3.2. La couche de liaison

Lorsqu'une couche de liaison est prévue, elle est interposée entre les couches d'assise et la couche de roulement.

Selon la nature de la couche de roulement et l'importance du trafic, la nature de la couche de base et les exigences sur le niveau d'uni, une couche de liaison peut être nécessaire afin d'assurer les rôles suivants :

- Imperméabilisation.
- Résistance à l'orniérage.
- Amélioration de l'uni.
- Retarder la remontée des fissures.

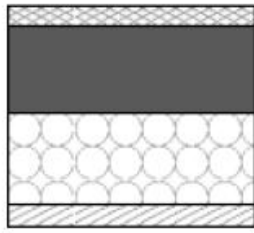
I.4. LES DIFFERENTES STRUCTURES DE CHAUSSEES

Les chaussées sont classées selon la nature des matériaux, leur localisation dans la structure de chaussée ou encore l'intensité du trafic. (Faure1998) a distingué 6 types :

I.4.1. Les chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches des matériaux granulaires non traités.

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm compactées par couches de 20 à 30 cm. Elle est principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds.



Chaussées souples:

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: Structure type d'une chaussée souple.(LCPC,1994)

I.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse surmontée un corps de chaussée d'épaisseur comprise entre 15 et 40 cm (composé d'une couche de base et une couche de fondation) en grave traitées aux liants hydrocarbonés ou hydrauliques. Vue la différence d'épaisseur de la couche d'assise entre la chaussée simple et la chaussée épaisse, leur fonctionnement se diffèrent.



Chaussées bitumineuses épaisses:

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

Figure I.3: Structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.(LCPC,1994)

La diffusion et l'atténuation des charges du trafic transmises aux sols sont atteints grâce à la rigidité et la résistance en traction.

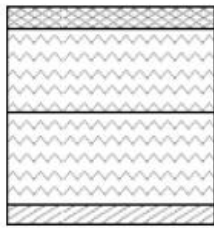
Le collage des couches a une grande importance pour ce type de chaussée car il permet les allongements maximaux à la base des couches les plus profondes et donc évite les sollicitations en traction de chaque couche, qui conduisent à la ruine prématurée de la structure.

I.4.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (semi-rigides)

Cette structure est composée d'une couche de roulement composée d'un revêtement bitumineux, et d'une couche d'assise traitée aux liants hydrauliques dont l'épaisseur vari de 20 à 50 cm.

Le comportement mécanique de cette chaussée est intermédiaire entre celui des chaussées rigides et celui des chaussées souples ; la répartition des charges sur le support est bonne mais des contraintes de traction se développent à la base des couches. De plus ces matériaux sont exposés aux retraits thermiques créant ainsi des fissures remontant en surface jusqu'à la

couche de forme .Une perte d'étanchéité en est la conséquence conduisant ainsi à une affectation du support avec de multiples déformations ainsi qu'une perte de portance.



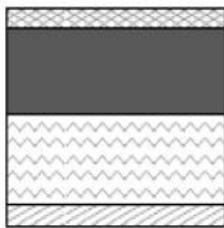
Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques:

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

Figure I.4: Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.(LCPC,1994)

I.4.4. Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base traitée au liant hydrocarboné (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2.



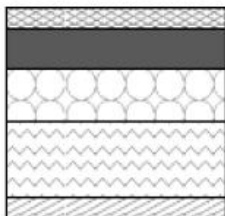
Chaussées à structure mixte:

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.5: Chaussées à structure mixte.(LCPC,1994)

I.4.5. Les chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'environ 15 cm d'épaisseur, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.



Chaussées à structure inverse:

1. Couche de surface de matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (~ 12 cm)
4. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm)
5. Plate-forme support

Figure I.6 : Chaussée à structure inverse. (LCPC,1994)

I.4.6. Les chaussées en béton de ciment

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

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints.

I.5. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

La chaussée doit présenter les qualités recherchées pour qu'elle satisfasse les exigences de l'utilisateur d'une part et pour qu'elle puisse avoir la durée de vie et la qualité de comportement calculées avec toutes les contraintes auxquelles elle est soumise et à moindre coût.

Pour cela, en se référant à (Coquand ,1978) et (Faure ,1998), le dimensionnement de la chaussée tient compte des paramètres suivants :

I.5.1. 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.

I.5.2. L'environnement

Le comportement des structures est influencé directement ou indirectement par les conditions climatiques, la température affecte les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux (module élastique et tenue en fatigue). Elle génère aussi des cycles d'ouverture/fermeture des fissures de retrait des matériaux traités aux liants hydrauliques.

I.5.3. 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.

I.5.4. Les matériaux

Les matériaux utilisés doivent résister à des sollicitations répétées un très grand nombre de fois (le passage répété des véhicules, notamment lourds).

I.6. LES MATERIAUX ROUTIERS

I.6.1. Les granulats

Les granulats sont des substances granulaires formées d'un ensemble d'éléments solides de dimensions généralement comprises entre 0 et 100 mm ; ces éléments sont obtenus par concassage, criblage etc.... et sont utilisés dans la fabrication de différents matériaux de construction et dans les différentes couches de chaussées. (Guy.2007).

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

- Les pneus à crampons ;
- L'action polissant des pneus ;
- Le trafic lourd et intense ;
- Le gel et dégel ;
- L'action de l'équipement de chantier lors de la construction de routes.

Il est donc nécessaire pour lutter contre l'usure des pavages et leur dégradation lors de la construction de routes, de connaître et de caractériser le mieux possible ces ensembles de fragments.

I.6.2. 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.).

➤ La qualité de la fabrication :

- Bonne forme (pas trop plats) ;
- Propreté (pas de fines argileuses) ;
- Granularité (courbe granulométrique correcte).

I.6.3. Choix des catégories de granulats

Ce choix est à effectuer en fonction de l'intensité du trafic, de la position des granulats dans la chaussée (fondation, base, roulement...), et de la technique employée (enrobé, béton, enduit...).

Il faut définir la catégorie de résistance mécanique (qui dépend des qualités intrinsèques des roches d'origine) et la catégorie des caractéristiques de fabrication.

On utilisera pour cela la directive ``Spécifications relatives aux granulats pour chaussées`` (S.E.T.R.A,1984), dont il faut impérativement actualiser les catégories avec la version la plus récente de la norme NF P 18-101.

I.6.4. Les différentes familles de matériaux

La technique routière française fait appel à trois grandes familles de matériaux, toutes à base de granulats :

- Matériaux non liés « GNT » ;
- Matériaux traités aux liants hydrocarbonés GB, BB, etc... ;
- Matériaux traités aux liants hydrauliques GC.

I.6.5. Les matériaux pour assises de chaussées

• Graves Non Traitées G.N.T. (NF P 98-129)

Elles sont utilisées pour la réalisation des :

- Plats-formes supports de chaussées ;
- Couches de fondation ou fondation /base.

Leurs épaisseurs de mise en œuvre varient de 15 à 35 cm.

• Graves Hydrauliques (NF P 98-116)

Elles sont utilisées pour la réalisation des :

- Couches de fondation, base ou fondation /base.
- Épaisseur souhaitable d'utilisation 18 à 28 cm ;

Des épaisseurs supérieures peuvent être envisagées avec des ateliers de compactage adaptés.

• Sable Hydraulique (NF P 98-113)

Elles sont utilisées pour la réalisation des :

- Réalisation des couches de fondation.
- Épaisseur souhaitable 18 à 32 cm ;
- Épaisseur maximale par couche de 32 cm ;

Des épaisseurs supérieures peuvent être envisagées avec des ateliers de compactage adaptés.

- **Béton de Ciment (NF P 98-170)**

Elles sont utilisé pour la réalisation des :

- Couches de base et/ou couche de roulement ;
- Réalisation des fondations de chaussées à revêtement en béton pervibré et des fondations des chaussées à revêtement en pavés de pierre naturelle ou en béton.

1.7. DEGRADATION DES CHAUSSEES

I.7.1. Cause de dégradations des chaussées

Selon SETRA (1996), les principales causes de dégradation et d'usure des chaussées sont les suivantes :

I.7.1.1. 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.

I.7.1.2. 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.

I.7.1.3. 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.

I.7.1.4. Les accidents et les incidents

Des dégradations ponctuelles peuvent être causées suite à des accidents de circulation ou des utilisations anormales du domaine public.

I.7.2. Types de dégradations des chaussées

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

I.7.2.1. Les arrachements

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



Figure I.7 : Dégradations d'arrachement (plumage). (LCPC,1998).

I.7.2.2. Les mouvements de matériaux

Ces dégradations sont causées par des remontées du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude, les remontées des éléments fins à la surface de chaussée ; ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface.

Ce phénomène a fait l'objet de plusieurs recherches, on peut citer pour exemple les recherches récentes de Castaneda-Pinzon et Such (2004) sur l'existence de l'eau à l'interface des couches de chaussées.



Figure I.8 : Remontée des fines, dégradation franche, significative et étendue. (LCPC, 1998)

I.7.2.3. Les déformations

Ces dégradations sont en général celles qui donnent des déformations visibles en surface, comme les phénomènes irréversibles suivants : l'ornièrisme, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, les déformations de forme de tôle ondulée.

Ces dégradations ont plusieurs raisons, nous pouvons citer le sous-dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entraînant des contraintes verticales excessives à la surface du sol support ou des couches non traitées : une réduction de portance du sol support par défaut de drainage ou conséquence du dégel ; un drainage ou assainissement localement défectueux ; un retrait hydrique du sol support.



Figure I.9 : Dégradations de déformation (orniérage). (LCPC, 1998)

I.7.2.4. Les fissuration

Avec le problème de l'orniérage, les fissures sont considérées comme l'un des plus grands modes de dégradation de chaussées. En effet leur présence associée ou non à l'eau met en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules lourds.

Le problème de fissuration peut être regardé du côté de l'endommagement des matériaux (Bodin et Chabot, 2004) et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais sur le comportement à la fatigue et à la rupture des matériaux bitumineux. (Beghin, 2003)

Causes possibles :

- Tassement du corps de chaussée (retrait ou gonflement de la couche de base),
- Mauvais accrochage de la couche de surface sur la couche de base,
- Différence importante entre la portance du corps de chaussée et celle du tapis d'enrobés,
- Effet horizontaux importants dus à la circulation (freinage, virages),
- Effet du gel.



Figure I.10 : Fissures dans une chaussée.(LCPC,1998)

I.8. ACTION DES VEHICULES SUR LA CHAUSSEE

Les chaussées au cours de leur âge subissent plusieurs types de sollicitations. Outre des sollicitations climatiques, les véhicules notamment les poids lourds, exercent des efforts importants et divers sur la chaussée. (Coquand, 1978)

I.8.1. Actions verticales

Le poids des véhicules est transmis sous forme de pressions, soit exceptionnellement par des bandages ferrés ou en caoutchouc plein, soit généralement par des pneumatiques.

Les bandages pleins, surtout les jantes métalliques, exercent sur la chaussée une action extrêmement brutale et nocive. Les charges sont généralement limitées à 150 Kg par cm de jante, mais la pression peut atteindre localement des valeurs considérables ; heureusement, la proportion de véhicules à bandages pleins diminue fortement. Leur nocivité est toutefois dépassée par certains véhicules militaires ou agricoles (à chenilles, crampons, etc.) et par des pneus à clous.

I.8.2. Actions tangentielles

Les roues exercent sur la chaussée des actions tangentielles par :

- La transmission de l'effort moteur ou de freinage ;
- La mise en rotation des roues non motrices ;
- La résistance aux efforts transversaux.

I.8.3. Actions dynamiques

Le véhicule automobile comporte une infrastructure (essieux) sur laquelle reposent par l'intermédiaire d'organes de suspension, le cadre rigide qui porte le moteur, la carrosserie...

Les organes de suspension sont les ressorts qui se déforment sous l'action des forces statiques, et surtout des actions dynamiques corrélatives au franchissement des obstacles. Lorsque le mouvement régulier d'une roue est modifié par la rencontre d'un obstacle, d'une dénivellation, etc., cette roue se trouve instantanément surchargée ou déchargée : du fait de l'élasticité du pneumatique et de la suspension élastique des véhicules, des oscillations se produisent engendrant une série de surcharges positives ou négatives avec des valeurs maximales pouvant atteindre 1,5 à 1,8 fois la charge statique.

Sur des chaussées sensibles au cisaillement horizontal, parcourues par des véhicules circulant à la même vitesse, il en résulte un risque d'usure localisée des chaussées à intervalles réguliers correspondant à la période propre du véhicule ; cette usure entraîne des sollicitations de même période, et le phénomène s'accélère rapidement : c'est la tôle ondulée souvent observée sur des pistes en matériaux granuleux non enduits.

Les chocs constituent en définitive, une cause essentielle de l'usure des véhicules d'une part, de la chaussée d'autre part. Il y a donc intérêt à obtenir et conserver l'uni de la chaussée. Cette qualité, n'est pas seulement favorable au confort des usagers, mais aussi à l'abaissement des dépenses de roulage de toutes natures (carburant, pneumatiques, usure).

I.8.4. Vibrations

Une étude au sismographe a été faite sur les vibrations produites par le passage de lourdes charges montre que, ces vibrations ont une période propre à la section de route considérée (nature, épaisseur). Quant à leur amplitude, elle est fonction d'une part de la nature des roues (10 fois plus forte avec bandages pleins qu'avec bandages élastiques), d'autre part de la surface de la chaussée (degré d'uni, nature du revêtement : les pavés, surtout mauvais sont favorables aux vibrations).

I.8.5. Durée d'application des charges

Dans les sols, et surtout dans les sols à élément fins qui constituent un complexe solide-liquide, les charges instantanées n'ont pas le temps de provoquer des écoulements de liquides, alors que les charges de longue durée les provoquent (consolidations). Les liants hydrocarbonés (goudron et bitume) sont des corps visqueux qui se déforment très peu sous sollicitation de courte durée et influent sous une charge persistante. Or liants hydrocarbonés, sols et bétons, sont généralement les éléments constitutifs des chaussées, ils sont très sensibles à la durée d'application des charges et à certain égards, en raison de ses phénomènes de viscosité plus ou moins complexes, une charge appliquée par un véhicule rapide s'avère moins agressive que la même charge agissant statiquement.

I.8.6. Répétition des charges

La résistance des chaussées est liée non seulement à la valeur maximum des charges susceptibles de leur être appliquées, mais aussi au nombre d'applications des charges et surtout des lourdes charges.

I.9. CONCLUSION

Les routes sont généralement construites avec des granulats naturels provenant de carrières. En conséquence, la demande d'agrégats est de plus en plus croissante au point où les sources naturelles ne peuvent parfois pas répondre aux besoins du pays. Il y a quelques années, des matériaux recyclés tels que des débris de béton, de brique, de verre ont été étudiés afin de les introduire dans la construction routière et compenser au moins partiellement le manque de 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

Dans tous les pays du monde, le tissu urbain ne cesse de consommer des millions de tonnes de matériaux de construction et de produire en parallèle des millions de tonnes de déchets de démolition. Pour un futur plus saint et rassurant, les contraintes d'ordre économique et écologique de ces dernières années ont rendu nécessaires la valorisation et le recyclage des déchets.

En Algérie, suite à des sinistres naturels comme les séismes et les crues et par vieillissement et dégradations, des bâtiments publics, des ponts et des installations industrielles sont démolis ou rénovés. L'industrie de construction génère aussi une quantité importante de déchets (briques et béton en particulier) ; malheureusement, tous ces débris sont rarement valorisés.

Dans ce chapitre nous parlerons de manière générale du recyclage et de la valorisation des déchets qui ne cessent de se multiplier, ainsi que le recyclage et la réutilisation des déchets particulièrement dans le domaine du génie civil.

II.2. GENERALITES SUR LES DECHETS

II.2.1. Le déchet

Tout objet qui doit être jeté car il est cassé, usé, contaminé, ou abîmé d'une manière ou d'une autre, pour certains, sera qualifié de déchet, mais ne sera pas nécessairement considéré comme tel par les autres.

D'après le code français de l'environnement, le déchet est ainsi qualifié de façon essentiellement subjective, où l'acte ou l'intention du détenteur d'éliminer/abandonner importe plus que de savoir si l'objet est devenu impropre à l'usage, a perdu toute valeur économique ou présente un danger pour l'environnement. (Pimienta et Remond, 1997)

II.2.2. Origine de la production des déchets

La production des déchets est inéluctable pour les raisons suivantes :

- Biologiques : tout 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.2.3. Gestion des déchets

La gestion des déchets est la collecte, le transport, le traitement (le traitement de rebut), la réutilisation ou l'élimination des déchets, habituellement ceux produits par l'activité humaine, afin de réduire leurs effets sur la santé humaine, l'environnement, l'esthétique ou l'agrément local. La gestion des déchets concerne tous les types de déchets, qu'ils soient solides, liquides ou gazeux, chacun possédant sa filière spécifique. (Pimienta et Remond, 1997)

II.2.4. Principe de gestion des déchets

Il y a plusieurs principes de gestion des déchets dont l'usage varie selon les pays ou les régions. La hiérarchie des stratégies (règle des trois R) :

- Réduire
- Réutiliser
- Recycler

II.2.5. Les grandes catégories de déchets

Selon ADEME ; (2014) les déchets sont classés par catégories, lesquelles peuvent varier en fonction de leur nature, de leur provenance ou encore de leur caractère plus ou moins toxique.

II.2.5.1. Déchets ménagers et assimilés

Ce sont des déchets issus des ménages et des déchets assimilés, qui sont produits en routine par les acteurs économique dont les déchets sont pris en charge par le service public de collecte des déchets.



Figure II.1 : Collecte des déchets ménagers et assimilés.

II.2.5.2. Déchets non dangereux des activités économiques

Déchets non-dangereux et non-inertes des activités économiques, produits par les entreprises. Les données sur ces déchets sont fragmentaires ou estimées, sauf pour une partie de ces déchets, qui peut être assimilée aux ordures ménagères et prise en charge par les collectivités locales. Depuis 2008, les établissements qui produisent plus de 2 000 tonnes de déchets non dangereux doivent déclarer leur production (bois, métaux, textiles, papiers cartons, plastiques, verre, caoutchouc, déchets en mélange).



Figure II.2 : Déchets non dangereux des activités économiques.

II.2.5.3. Déchets dangereux des activités économiques

Un déchet est classé dangereux si il présente une ou plusieurs des 15 propriétés de danger pour la santé humaine et l'environnement, du décret du 18 avril 2002 (explosif, nocif, cancérogène...). Ils peuvent être de nature organique (solvants, hydrocarbures...), minérale (acides, boues d'hydroxydes métalliques...) ou gazeuse.



Figure II.3 : Déchets dangereux des activités économiques.

II.2.5.4. Déchets inertes

Déchets qui ne subissent aucune modification physique, chimique ou biologique importante. Les déchets inertes ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune autre réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et ne détériorent pas d'autres matières avec lesquelles ils entrent en contact, d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine. Déchets minéraux du BTP principalement. Déchets de graviers, de sable, débris de pierre...



Figure II.4 : Déchets inertes.

II.2.5.5 : Déchet sidérurgiques

Sont des coproduits de l'industrie sidérurgique. Il existe trois grands types de déchets sidérurgiques : les laitiers d'aciérie de conversion, les laitiers d'aciérie électrique et les laitiers de haut-fourneau. (CTPL, 2004)

II.2.6. Production de déchets solides dans le monde

Tableau II.1 : Production de déchets solides dans quelques pays en 1970 (en millions de tonnes)

Type de déchet	Canada	États-Unis	Finlande	France	Royaume-Uni
Municipal (ménagers et commerciaux)	10	227	2	15	14
Industriels	10	100	5	46	30
Animaux	136	1360	inconnus	inconnus	inconnus
Déchets minéraux	399	998	8	120	100
Autres sources	inconnus	499	3	inconnus	inconnus

II.2.7. La valorisation des déchets

Selon Torregrossa et al ; (2006) avant de valoriser un déchet, il faut connaître son origine, l'analyser, caractériser son état actuel et son comportement dans le temps et évaluer sa tartinabilité. Il s'agit donc de «mesurer pour connaître et connaître pour agir ».

L'approche globale du déchet permettra d'en définir son devenir, à savoir quel type de valorisation choisir.

Il existe plusieurs types de valorisation des déchets :

- **Le recyclage** : est la réintroduction directe d'un déchet dans le cycle de production dont il est issu, en remplacement total ou partiel d'une matière première neuve. Par exemple, prendre des bouteilles cassées, les refondre, et en faire des bouteilles neuves.
- **Le compostage** : c'est une bonne méthode de valorisation biologique qui permet la formation d'un apport organique le compost. Hélas, les rendements énergétiques sont faibles et on observe quelques nuisances olfactives.
- **L'épandage des boues** : issues de station d'épuration plus particulièrement, permet un amendement organique des terres agricoles. Attention, il faut limiter ce type d'amendement car les métaux lourds présents dans celles-ci sont susceptible, à la forte concentration, de polluer les sols et les nappes phréatiques.
- **L'incinération avec récupération d'énergie** : cette valorisation énergétique permet la production de chaleur ou d'électricité tout en réduisent considérablement le volume des déchets.

II.2.8. L'intérêt de la valorisation

POURQUOI VALORISER ? La valorisation de la matière permet de faire des économies dans la production et l'achat de matières premières. Valoriser les déchets permet de rallonger l'utilisation des matières, ce principe est à la fois économique et écologique. Aujourd'hui plus de 19 mégatonnes de matériaux qui sont recyclés et réutilisés.

Les arguments peuvent être résumés en :

- Augmentation de la production.
- Le coût de stockage ou de traitement est de plus en plus élevé.
- Une législation de plus en plus sévère.
- Une meilleure gestion de la recherche. (CNERIB, 2002)

II.2.9. Déchets en Algérie

D'après une étude récente sur la valorisation des déchets de construction en Algérie, menée par le CNERIB et basée sur le rapport "La situation des déchets solides et les progrès accomplis en Algérie" transmis par le Gouvernement algérien à la Commission du développement durable des Nations Unies en 1997, il est estimé que la quantité annuelle de déchets urbains produite chaque année en Algérie est d'environ 5.5 millions de tonnes pour une population de 30 millions d'habitants.

La réglementation relative à la protection de l'espace environnemental est définie par les articles 89 et 90 du Chapitre II de la loi 83-03 (1983) et le Décret n° 84-378 du 15 décembre 1984 (loi 83-03) fixe les conditions de nettoyage, d'enlèvement et du traitement des déchets solides urbains. Le Décret n° 84-378 et le Chapitre II du titre IV sont les seuls passages qui régissent juridiquement les déchets solides. En dépit de la reconnaissance de l'impact négatif du déchet, ces quelques dispositions demeurent insuffisantes pour une meilleure prise en charge de la protection de l'espace environnemental. (CNERIB, 2002)

On constate que dans l'article 2 du Décret n° 84-378, les types de déchets, constituant les déchets solides urbains, sont classés selon l'importance de leur volume. Les déchets de construction, désignés par les termes 'gravats et décombres', viennent en troisième position après les ordures ménagères et les produits provenant du balayage et le curage des égouts. Ils sont considérés au même titre que les ferrailles, les carcasses d'automobiles, les déchets encombrants, ... etc.

Par ce classement, on déduit que les déchets de construction sont minimisés puisque leur volume est considéré moins important que les déchets provenant du balayage et du curage des égouts ; or le volume des déchets de construction (2,2 millions de tonnes par an) est loin d'être négligeable en les trouves juste derrière les ordures ménagères. (CNERIB, 2002)

Aujourd'hui, vu le développement et l'intensité de l'activité du secteur BTP dans le pays, il est difficile de négliger la quantité de déchets de construction produite. Au contraire, il est nécessaire de mettre en application la prise en charge de ces déchets.

II.2.10. Utilisation des déchets et sous-produits dans le domaine du génie civil

L'idée d'employer des déchets, y compris les sous-produits de l'industrie, n'est pas neuve pour l'homme. Les déchets produits par les industries du charbon ou de l'acier sont relativement facilement assimilables à des granulats ou incorporables dans des liants : étude de l'emploi du laitier granulé en cimenterie en 1880. En génie civil, le développement de

l'emploi de certains déchets s'est fait en parallèle avec le développement de l'industrie lourde dans le temps.

En général, les besoins du génie civil peuvent être résumés en termes de quatre ordres séquentiels :

- 1- Matériaux, sur lesquels pèsent de faibles exigences et consommés en grande masse.
- 2- Granulats, qui doivent répondre à des spécifications diverses suivant leur utilisation.
- 3- Liants, qui doivent répondre à des spécifications précises et dont les propriétés doivent rester constantes dans le temps.
- 4- Actif, qui seront utilisés en petites quantités, ce qui peut poser des problèmes de collecte, stockage, distribution et régularité.

II.3. LE RECYCLAGE DES DECHETS EN CONSTRUCTION

Le recyclage a deux conséquences écologiques majeures : la réduction du volume de déchets et la préservation des ressources naturelles. C'est une des activités économiques de la société de consommation. Certains procédés sont simples et bon marché mais, à l'inverse, d'autres sont complexes, coûteux et peu rentables. Dans ce domaine, les objectifs de l'écologie et ceux des consommateurs se rejoignent mais parfois divergent ; c'est alors le législateur qui intervient. Ainsi, en particulier depuis les années 70, le recyclage est une activité importante de l'économie et des conditions de vie des pays développés.

Le recyclage s'inscrit dans la stratégie de traitement des déchets dite des trois 'R' :

- Réduire, qui regroupe tout ce qui concerne la réduction de la production de déchets.
- Réutiliser, qui regroupe les procédés permettant de donner à un produit usagé un nouvel usage.
- Recycler, qui désigne le procédé de traitement des déchets par recyclage.

II.3.1. Historique du recyclage en génie civil

Le principe de recyclage des matériaux n'est pas nouveau puisqu'il a déjà été utilisé par les Romains. Le principe consistait notamment dans la destruction des statues des Dieux qui n'étaient pas vénérés et les matériaux récupérés servaient à en faire de nouvelles.

Devant le fait des villes sinistrées pendant et après la seconde guerre mondiale, le recyclage des matériaux s'est présenté comme une solution envisageable et a connu son début en Europe et plus précisément en Allemagne et en Grande-Bretagne. Les gravats provenant des bâtiments détruits par les bombardements étaient employés pour la reconstruction ; les granulats recyclés obtenus par ce recyclage comportaient une forte proportion de briques, du fait du mode de construction de l'époque. (Bouchard, 1984)

A partir de 1975, les premières tentatives de recyclage ont débuté aux Etats-Unis, plus précisément dans le domaine routier, où les granulats recyclés provenaient du concassage de béton armé et non armé dans les couches de fondation de chaussées. La première utilisation réelle de béton recyclé était destinée aux sous couches des voies de circulation en Californie et la composition comportait du béton recyclé, de l'asphalte et de 8% de ciment. En 1976, la première réussite de l'utilisation d'agréats recyclés et celle d'un ancien béton de 41 ans d'âge pour la formulation d'un nouveau béton toujours de chaussée dans l'état d'Illinois suivi par d'autres projets similaires dans d'autres états de 1980 à 1985. (Hansen, 1992)

II.3.2. Recyclage des déchets dans le domaine du génie civil en Algérie

Cependant, dans toutes les villes Algériennes et surtout dans les grandes villes, va bientôt apparaître le besoin de démolir ou de déconstruire les anciennes bâtisses coloniales des années cinquante. La seule tentative de valorisation des déchets de démolition a été tentée en 1981. La ville algérienne d'El-Asnam (Chlef actuellement), a été secouée en octobre 1980 par deux tremblements de terre intenses qui l'ont quasiment réduite en un énorme tas de gravats. Face à quelques milliers de bâtiments (38% des bâtiments) qui devaient être démolis et par suite l'évacuation de plusieurs centaines de milliers de tonnes de débris. Une opération pilote de recyclage de béton démolé a été menée avec l'aide du CSTC (Belgique) (Centre Scientifique et Technique de la Construction), et a démontré qu'il était possible de recycler les débris de béton en blocs de construction de qualité convenables.

Dans le but de pouvoir recycler le plus grand nombre de débris et d'adopter les conditions minimales, on a pu réaliser, suivant la composition choisie suivante, des blocs présentant des résistances acceptables (min : 2,1 MPa et max : 7 MPa). (Pauw, 1982)



Figure II.5 : Le séisme d'El Asnam, survenu le 10 octobre 1980.



Figure II.6 : Le séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.

II.3.3. Impacts du recyclage sur l'environnement

La récupération des déchets touche deux impacts très importants, l'impact environnemental qui est résout par l'évacuation de ces déchets et l'impact économique qui est l'utilisation de ces derniers dans l'industrie ou dans le domaine de la construction, ces déchets ont l'avantage d'être disponibles en grande quantité et avec de faible valeur marchande. Le recyclage de déchets permet de : (Quebaud, 1996)

- Réduire l'extraction de matières premières.
- Réduire les pollutions et nuisances.
- Préserver la diversité biologique et des espaces naturels.
- Protéger les recoures naturels.
- Protéger l'atmosphère.
- Contrôler et déduire les déchets dangereux.

II.4. RECYCLAGE ET DE VALORISATION DES BETONS

Il faut distinguer deux types de flux de bétons recyclables ou valorisables :

- Issus des procédés de fabrication (usine de préfabrication ou unités de production de béton prêt à l'emploi), ainsi que les retours des chantiers.
- Issus de la déconstruction.

Les déchets de béton générés par la fabrication ont plusieurs origines : déchets de béton frais, déchets de béton durci, rebuts de fabrication et retours de chantiers. Ils peuvent être réintégrés in situ (usine de préfabrication ou unité de production de béton prêt à l'emploi) pour la fabrication de nouveaux produits, ou recyclés une fois durcis, sans nécessité de tri complémentaire, dans des installations de concassage.

II.4.1. La valorisation des déchets par l'industrie cimentière

L'industrie cimentière a aussi un rôle important à jouer dans la valorisation des déchets du secteur. En effet, une valorisation énergétique et de la matière peut être réalisée lors des étapes de fabrication du ciment.

Au niveau de la valorisation énergétique, l'objectif de l'industrie cimentière est d'atteindre un taux de 50% de substitution des combustibles fossiles en 2025. Les combustibles de substitution utilisés sont appelés Combustibles Solides de Récupération (CSR). Ce sont par exemple des meubles, du bois, des tissus, plastiques, etc.

Au niveau de la valorisation de la matière, l'industrie cimentière économise les matières premières (calcaire, argile, gypse) en les substituant par des minéraux issus d'autres industries tels que les laitiers de hauts fourneaux de la sidérurgie ou les cendres volantes des centrales thermiques à charbon.

II.4.2. Le recyclage et la valorisation des bétons de déconstruction

Actuellement, 80% des bétons de déconstruction sont déjà valorisés dans diverses applications routières (couches de forme, couches d'assise de chaussées, etc.) et 20% de ces bétons sont acheminés dans des installations de stockage de déchets inertes (ISDI). La valorisation des bétons de déconstruction reste en revanche très réduite dans les bâtiments. Ainsi, un des principaux enjeux est de montrer que l'on peut utiliser dans un bâtiment le béton issu du recyclage sans modifier les méthodes de mise en œuvre utilisées avec un béton traditionnel.



Figure II.7 : Débris de béton issus de déconstruction.

II.4.3. Les différentes étapes de valorisation du béton

La première étape de valorisation des déchets issus de la déconstruction d'un bâtiment est de trier les gravats produits.

Selon la quantité de gravats à trier, le tri peut se faire :

- Soit directement sur place à l'aide d'engins adaptés ;
- Soit les gravats de béton sont collectés puis triés sur un site dédié appartenant à des entreprises spécialisées.

Il est préférable de favoriser la déconstruction à la démolition sans tri des matériaux. En effet, le tri est indispensable pour séparer le béton des autres matériaux présents dans les gravats (plâtre, armatures...). Ce tri doit s'effectuer lors de la déconstruction puis lors du traitement des déchets sur les plateformes de traitement des déchets, vérifiant qu'il n'y a aucune présence de contaminants. Les techniques de tri sont de plus en plus performantes et se répandent sur les chantiers, même si certains préfèrent encore démolir rapidement les anciens bâtiments sans trier les gravats, ce qui altère la qualité du béton recyclé. De plus un diagnostic déchets avant la déconstruction peut permettre d'optimiser la qualité du tri des gravats.

Une fois les déchets triés, chaque type de déchet est envoyé vers la bonne filière pour le recyclage. Le béton est concassé, déferraillé et examiné soigneusement. Des traitements supplémentaires peuvent être effectués si nécessaire. Au final, on obtient un béton sous forme de gravats. Un dernier contrôle est réalisé pour vérifier qu'il n'y a pas de signe de pollution, puis il est décidé du sort du béton pour sa seconde vie : soit il servira de sous-couche pour les routes ou pour le terrassement, soit on l'utilisera pour la fabrication de nouveaux bétons.

II.5. CONCLUSION

L'accumulation des débris de béton influence d'une façon négative l'état environnemental, la politique adoptée avait pour mission d'éliminer ces déchets indésirables en les recyclant par leur utilisation dans les domaines adéquats. L'objectif de ce travail est de trouver une autre issue pour se débarrasser des déchets au moindre coût et sans nuire à l'environnement. Il s'agit de les utiliser éventuellement comme granulats dans le domaine routier (en couches inférieures de chaussées). Pour cela de nombreux essais (essais d'identification et essais mécaniques) seront effectués pour confirmer ou non cette piste de valorisation. L'identification des matériaux utilisés dans cette étude fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE III

IDENTIFICATION DES MATERIAUX

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 mécanique. Ces propriétés sont déterminées par des essais de laboratoire, appelés «essais d'identification» :

- La teneur en eau (W) ;
- Masse volumique des grains solides (ρ_s) ;
- Masse volumique humide (ρ_h) ;
- Masse volumique sèche (ρ_d) ;
- L'indice des vides(e) ;
- La porosité (n) ;
- Le degré de saturation (S_r) ;
- Limites d'Atterberg ;
- Analyse minéralogique.

III.2. MATERIAUX UTILISES

Dans le travail réalisé, nous avons étudié le comportement d'un mélange de granulats naturels (marne) et des granulats industriels (Débris de béton) sous plusieurs séries d'essais de laboratoire pour une éventuelle utilisation dans les corps des chaussées

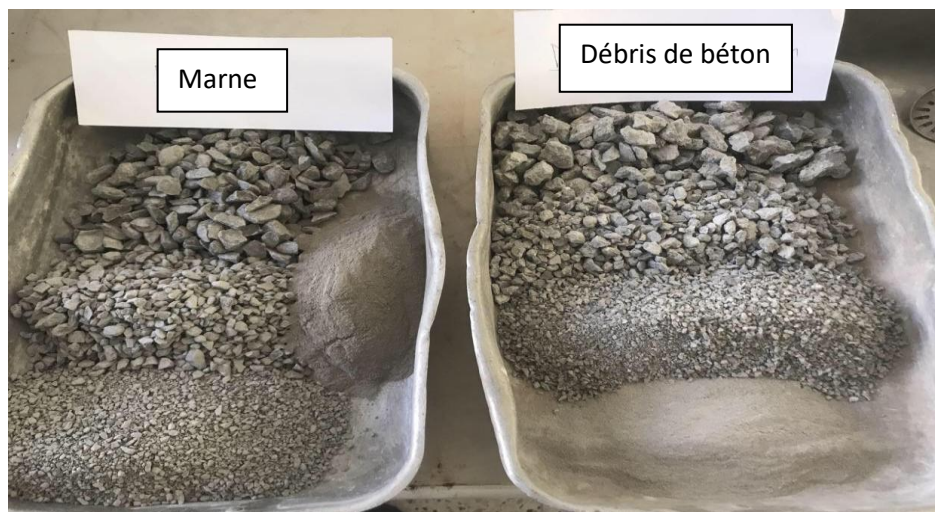


Figure III.1 : Matériaux utilisés (marne, débris de béton).

III.3. LES MARNES

III.3.1. Définition de la marne

- En géologie, la marne est définie comme étant une roche sédimentaire constituée d'un mélange de calcaire et d'un pourcentage d'argile variant entre 30 et 70 %. Elle est moins compacte que les calcaires et moins plastique que les argiles.
- En géotechnique, les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent parfois gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et d'infrastructures, (Mellal et Lamri, 2010)

III.3.2. Les différents types de marnes

- Les marnes bleues : elles sont reconnaissables à leur couleurs bleue nuit. Ces marnes sont extrêmement fines et essentiellement composées d'argile, elles ne contiennent aucun élément détritique.
- Les marnes nummulitiques ou grises souris : elles contiennent une fraction d'élément détritique fins, en particulier des sables dont leur présence rend ces marnes reconnaissable puisqu'elles croquent sous la dent.
- Les marnes gréseuses : ces marnes ont une composante gréseuse importante, et même des niveaux de grés plus indurés inter-stratifiés dans les marnes.
- Les marnes grises : on les retrouve avec d'épaisseurs plus importantes et elles ne contiennent que de l'argile. (Bouchez, 2008)



Figure III.3 : Marne bleue.



Figure III.4 : Marnes noires (grise souris)



Figure III.5: Marne gréseuse vin Trias-Neffies.



Figure III.6 : Marne grise de M'douha.

III.4. GENESE DES MARNES

Les argiles qui rentrent dans la constitution des marnes proviennent, soit de l'altération des massifs émergés, soit de la reprise des sols.

Après un transport plus ou moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation.

Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaire, les néoformations dominent (carbonates, silex, phosphate). Au cours du dépôt, et après celui-ci, interviennent les phénomènes de diagenèses (somme de processus de formation des roches à partir des boues). (Dunoyer, 1969) a distingué les phénomènes suivants :

III.4.1. Diagenèse des carbonates

L'étude de la sédimentologie des carbonates, distingue deux types de phénomènes diagénétiques :

- Ceux qui affectent la composition minéralogique et chimique (remplacement, recristallisation, dissolution, cimentation, formation de nodules).
- Ceux qui altèrent la structure (fracturation, déformation plastique, tassement par dessiccation), (Schmidt, 1965).

III.4.2. Diagenèse des minéraux argileux

Les transformations diagénétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, et de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage.

L'ensemble des phénomènes diagénétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité du phénomène qui s'est produit.

III.5. CARACTERISTIQUES DES MARNES

Les marnes sont constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse. La présence d'argile montmorillonitique ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques mécaniques mauvaises.

Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de texture. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement d'un sol.

Le comportement du matériau dépend des proportions des composantes, de la texture initiale et de la nature de la fraction argileuse.(Hammar et Meziani, 1996).

III.6. L'ALTERATION DES MARNES

L'altération des marnes se traduit essentiellement par une dégradation de la structure de la roche en surface sous l'effet de divers mécanismes (Buffalo, 1989)

La couverture, le drainage, la morphologie, la stratification par rapport au pendage, le climat, agissent simultanément sur l'altération des marnes.

Cependant, le facteur le plus affluant est le drainage des nappes. On citera, parmi les paramètres d'altération :

- La détérioration des propriétés mécaniques;
- La diminution du poids volumiques sec;
- La modification des caractéristiques chimiques;
- L'apparition des fissures;
- L'évolution de la marne (matériaux argileux);
- Le chargement de couleur de l'état naturel;
- L'augmentation de la teneur en eau de saturation.

Tableau III.1 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile

Classification de Jung		Classification LCPC	
Roches	% d'argile	% CaCO ₃	Roches
Calcaire	0-5	0-10	Argile ou Silt
Calcaire argileux	5-35	10-30	Argile ou Silt-Marne
Marne	35-65	30-70	Marne
Argile calcaire	65-95	70-90	Calcaire-Marneux
Argile	95-100	90-100	Calcaire

Source : (Pejon, Le Roux et Guignard, 1997).

III.7. LA MARNE ETUDIEE

III.7.1. Localisation géographique du site de prélèvement des échantillons de marne

La marne étudiée est extraite au niveau de la commune de Tizi-Ouzou (lieu-dit : les Chabanes), comme indiqué sur la carte si dessous :

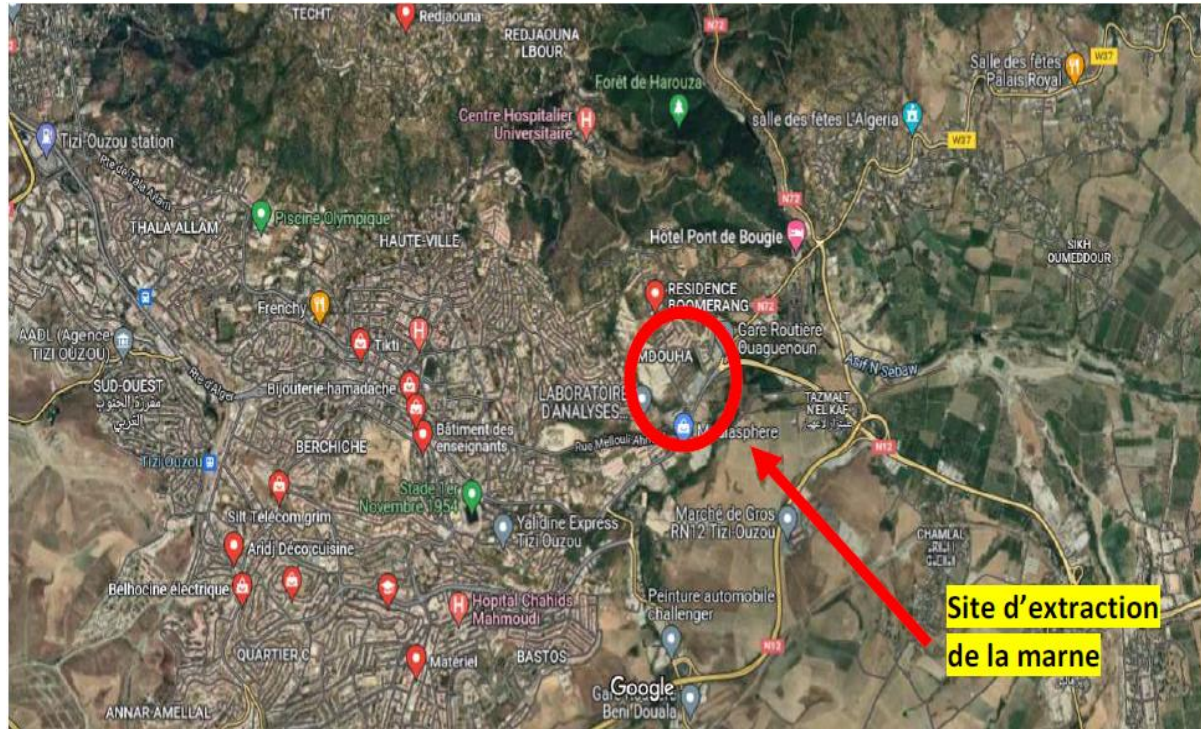


Figure III.7 : vue aérienne du site indiqué (Google earth).



Figure III.8 : Site d'extraction du matériau naturel (marne).

III.7.2. Concassage et tamisage de la marne

La marne utilisée est ramenée au laboratoire pédagogique de mécanique des sols de l'université de mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, sous formes de blocs 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 NF EN 13-285.

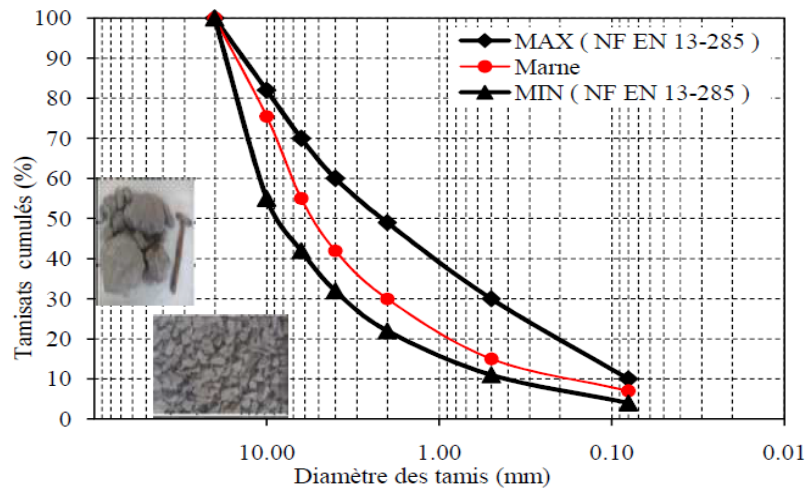


Figure III.9 : Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13-285



Figure III.10 : Granulats de marne après concassage et tamisage.

III.8. ESSAIS D'IDENTIFICATION

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

III.8.1. Teneur en eau naturelle (w)

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

L'essai de détermination de teneur en eau consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 75°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$W = (M_h - M_s) / M_s$$

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau III.2

Tableau III.2 : Détermination de la teneur en eau.

Matériau	Teneur en eau moyenne w (%)
Marne	2.2

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

III.8.2. Les masses volumiques

III.8.2.1. La masse volumique sèche (ρ_d) par pesée hydrostatique

La masse volumique humide 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.11 : Pesée hydrostatique.

On détermine alors la masse volumique par l'équation suivante :

$$\rho_d = \frac{Mr}{\frac{Mrp - M'rp}{\rho_w} - \frac{Mrp - Mr}{\rho_w}}$$

Avec :

Mr : Masse de la roche ;

Mrp : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;

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

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

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau III.2 :

Tableau III.3 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Paramètre \ Échantillons	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3
Masse de la roche (Mr) (g)	215	147.5	140
Masse de la roche paraffinée à l'air libre (Mrp) (g)	228	153.2	165.5
Masse de la roche paraffinée dans l'eau (M'rp) (g)	109.3	75.1	71.8
Masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³).	2.068	2.059	2.052
Moyenne ρ_d	$\rho_d = 2.06 \text{ g/cm}^3$		

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

Tableau III.4 : Classification des matériaux en fonction de la masse volumique sèche.

ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
< 1.6	Faible
1.6 – 1.8	moyenne
> 1.8	Dense

En se référant aux valeurs de références présentées dans le tableau III.4, on constate que la marne utilisée est une marne dense.

III.8.2.2. La masse volumique humide ρ_h (NF P 94-053)

La masse volumique humide est calculée selon la loi suivante :

$$\rho_h = \rho_d \times (1+W)$$

Avec :

W : Teneur en eau du matériau ;

ρ_d : Masse volumique sèche.

L'application numérique donne :

$$\rho_h = 2.06 \times (1+0.022)$$

$$\rho_h = 2.10 \text{ g/cm}^3$$

III.8.2.3. La masse volumique des particules solide ρ_s (méthode du pycnomètre)

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NF P94-054 ; Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée. La détermination de ρ_s permet de connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité du matériau étudié.

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.

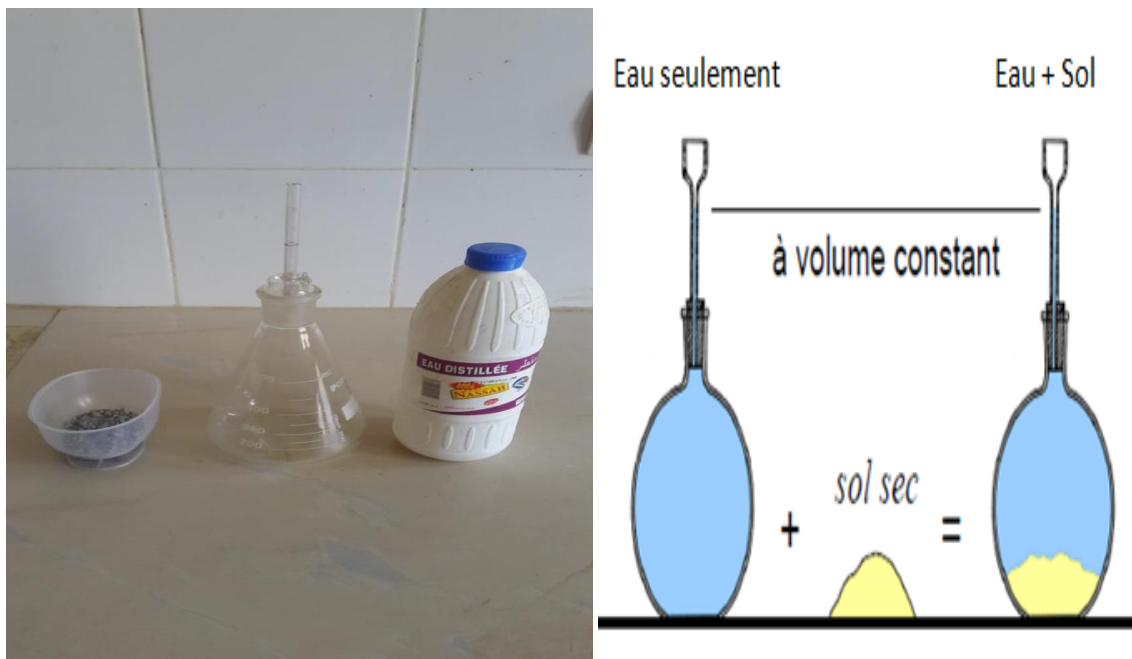


Figure III.12 : Exécution de l'essai.

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

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

Les résultats obtenus pour l'essai réalisé sont présentés dans le tableau III.5 :

Tableau III.5 : Résultats de la masse volumique des particules solides.

Paramètre	Valeur
Masse du pycnomètre vide + bouchon (M1)	206.9 g
Masse du pycnomètre + particule solide + bouchon (M2)	256.9 g
Masse du pycnomètre + particule solide + eau + bouchon (M3)	795.4 g
Masse du pycnomètres + eau + bouchon (M4)	764.5 g
Masse volumique de l'eau (w)	1 g/cm ³
Masse volumique des particules solides (ρs)	2.61 g/cm ³

III.8.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité

- **Indice des vides (e)**

L'indice des vides est un indicateur caractérisant un sol car il définit la proportion de vide contenue dans celui-ci, il est égal au rapport du volume des vides au volume des grains solides comme le décrit l'équation suivante :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \text{ (L'indice des vides peut être supérieur à 1)}$$

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

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

L'application numérique donne : $e = \frac{2.61}{2.06} - 1$

Après calcul on obtient un indice des vides : $e = 0.266$

- **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 :

$$S_r = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right) \cdot \left(\frac{w}{e} \right)$$

Avec

w : Teneur en eau ;

e : indice des vides ;

ρ_s : Masse volumique sèche ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau.

Après calcul on obtient : $S_r = 21.58\%$

Tableau III.6 : 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 le tableau III.6, la marne étudiée est donc dans un état légèrement humide.

- **Porosité (n)**

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

$$n = \frac{V_v}{V} \text{ (La porosité est toujours inférieure à 1).}$$

La porosité est liée à l'indice des vides par la formule suivante : $n = \frac{e}{e+1}$

Ce qui nous donne une porosité de 21.01 %

Les résultats des essais d'identification sont résumés dans le tableau III.7

Tableau III.7 : Récapitulatif des caractéristiques de la marne.

Caractéristique déterminée	Résultat moyen
Teneur en eau naturelle : w (%)	2.20
La masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³)	2.06
La masse volumique humide ρ_h (g/cm ³)	2.10
La masse volumique des particules solide ρ_s (g/cm ³)	2.61
Indice des vides e	0.26
Degré de saturation S_r (%)	21.58
Porosité n (%)	21.01

A partir de ces résultats présentés dans le tableau III.7, nous constatons que la marne étudiée est une marne dense d'une teneur en eau, un degré de saturation et un indice des vides faibles.

III.8.4. Limites d'Atterberg (NF P 94 – 051)

III.8.4.1. Définition

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

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

- Etat liquide : est caractérisé par une consistance très faible, il tend à s'écouler et à se niveler suivant l'horizontale. Les grains sont indépendants les uns des autres, il a donc l'aspect d'un fluide.
- Etat plastique : Le sol a une consistance plus importante il ne tend plus à se niveler, mais lorsqu'il est soumis à un chargement faible il se déforme sans se rompre, les grains se rapprochent et mettent en commun leurs couches adsorbées.
- Etat solide :
 - Etat solide avec retrait : Lors d'un état solide avec retrait la déformabilité d'un sol est beaucoup plus faible, conséquence de la perte d'une partie de son eau interstitielle.
 - Etat solide sans retrait : La déformabilité du sol diminue encore et il ne change plus de volume quand sa teneur en eau diminue, les grains sont encore plus près les uns des autres et arrivent au contact en quelques points.

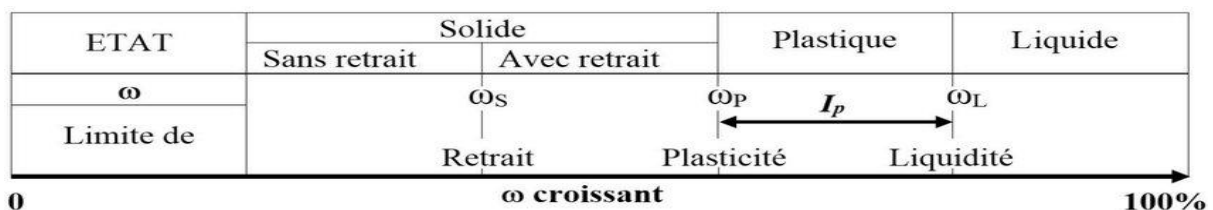


Figure III. 13 : Les différents états du sol.

Les limites d'Atterberg sont :

- Limite de liquidité W_L : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique. La relation qui permet de trouver la limite de liquidité est :

$$W_L = \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

w : teneur en eau au moment de l'essai donnant N coups

- Limite de plasticité W_p : 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_s : 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_p : cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité. $I_p = W_L - W_p$
- Indice de consistance I_c : cet indice prend en compte la teneur en eau W du sol pour la fraction inférieure à $400\mu\text{m}$.

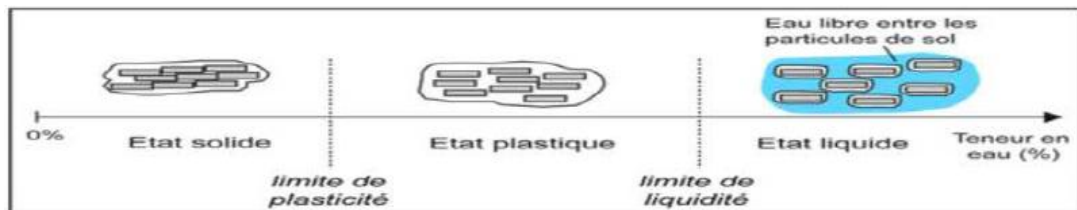


Figure III.14: Différents états de consistances d'un sol.

III.8.4.2. But de l'essai

L'essai a pour but la détermination des teneurs en eau caractérisant la limite de liquidité W_L et la limite de plasticité W_p .

III.8.4.3. Appareillage d'usage courant

- Spatule, truelle et un marbre pour le malaxage du mortier ;
- Une pissette ;
- Une balance de précision de préférence automatique ;
- Une étuve avec thermostat permettant de la régler à 105 C° ;
- Un tamis d'ouverture $400\mu\text{m}$.



Figure III.15 : Appareillage d'usage courant.

III.8.4.4. 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 applique à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm environ, on mesure alors la teneur en eau de la pâte à la zone de la rainure fermée.



Figure III.16 : Détermination de la limite de liquidité.

III.8.4.5. Détermination de la limite de plasticité Wp

- **Principe de l'essai.**

C'est la teneur en eau correspondante au passage de l'état plastique à l'état solide.

La limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau ayant atteint un diamètre de 3 mm et une longueur de 10 cm à 15 cm se casse en le soulevant en son milieu de 2 cm à 3 cm de hauteur

- **Equipements nécessaires**

Plaque en verre ou en marbre ; une balance et une étuve.



Figure III.17 : 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.16).

III.8.5. ANALYSE CHIMIQUE ET MINÉRALOGIQUE

Tableau III.8 : Résultats de l'analyse minéralogique.

Sol	Kaolinite	Illite	Montmorillonite	Interstratifié (Illite/Montmorillonite)	Illite/Potassique	Muscovite	Quartz	Chlorite
Marne	-	+++++	+++	+	+	-	+	-

Source : Mémoire de master géotechnique (Aoudj, 2022)

III.9. DEBRIS DE BETON

Les débris de béton utilisés dans cette étude sont récupérés sous forme de bloc sur un chantier à Tamda (Tizi Ouzou) ensuite concassés par des moyens mécaniques 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 NF EN 13-285(2010).



Figure III.18: Débris de béton sur chantier à Tamda.



Figure III.19 : Débris de béton après concassage et tamisage.

III.10. PREPARATION DES ECHANTILLONS

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

- Echantillon 1 : Marne seule ;
- Echantillon 2 : Mélange de marne + 10% de débris de béton ;
- Echantillon 3 : Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Echantillon 4 : Mélange de marne + 50% de débris de béton ;

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.9.

III.11. 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 ETUDIES

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 répandant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions. Étant un essai qui étudie la portance des sols, l'essai CBR avant et après immersion est directement lié au compactage. C'est un essai indispensable pour tous travaux routiers, il permet le dimensionnement des chaussées.(Ialy Radio et al,1990)

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

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et réorganiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage in situ).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)

En général, après le compactage, le sol acquière :

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

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).

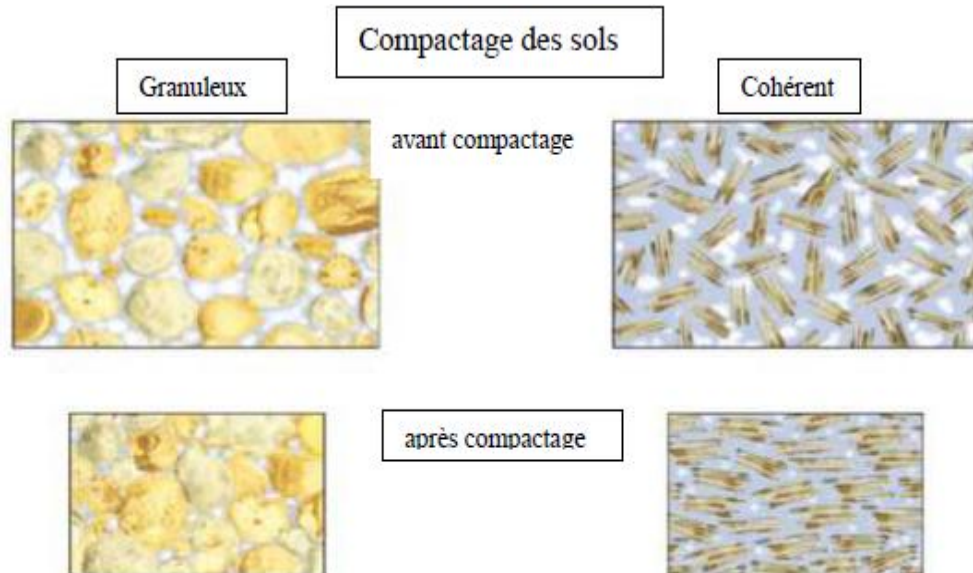


Figure IV.1 : Compactage des sols.

IV.3. LES FACTEURS QUI INFLUENCENT LE COMPACTAGE

L'influence de la teneur en eau, l'énergie de compactage et de la nature du matériau sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933 par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom.

IV.3.1. L'influence de l'énergie 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 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 nul (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).

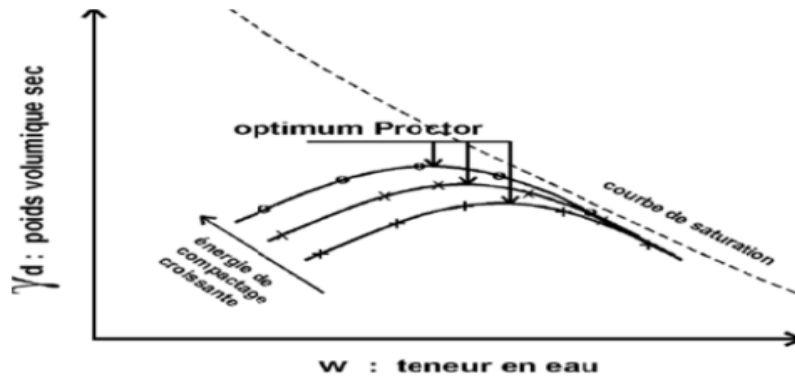


Figure IV.2 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

IV.3.2. L'influence de la teneur en eau

Pour une énergie de compactage donnée, on peut tracer les variations du poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau w . La courbe obtenue appelée courbe de compactage ou diagramme de Proctor est une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle l'optimum Proctor. Cette valeur correspond à la densité maximale ainsi qu'à la teneur en eau optimum nécessaire.

Si le sol est sec, plusieurs frottements apparaissent lors de l'opération. Inversement, si le sol est trop humide, une partie importante de l'énergie est absorbée par l'eau connue pour son incompressibilité, et donc sera mal répartie entre les grains.

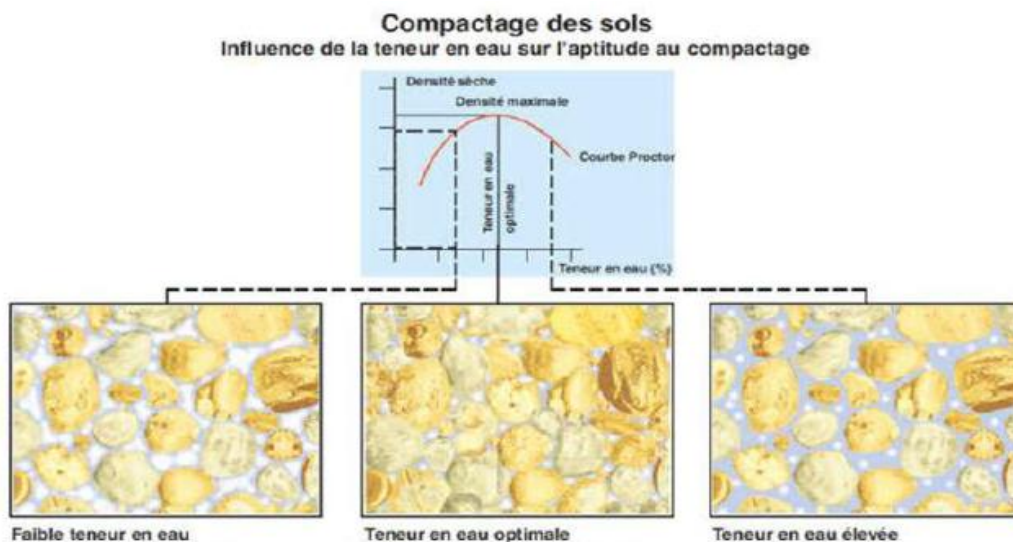


Figure IV.3. Influence de la teneur en eau sur le compactage.

IV.3.3. L'influence de la 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.

D'après la courbe ci-dessous on voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

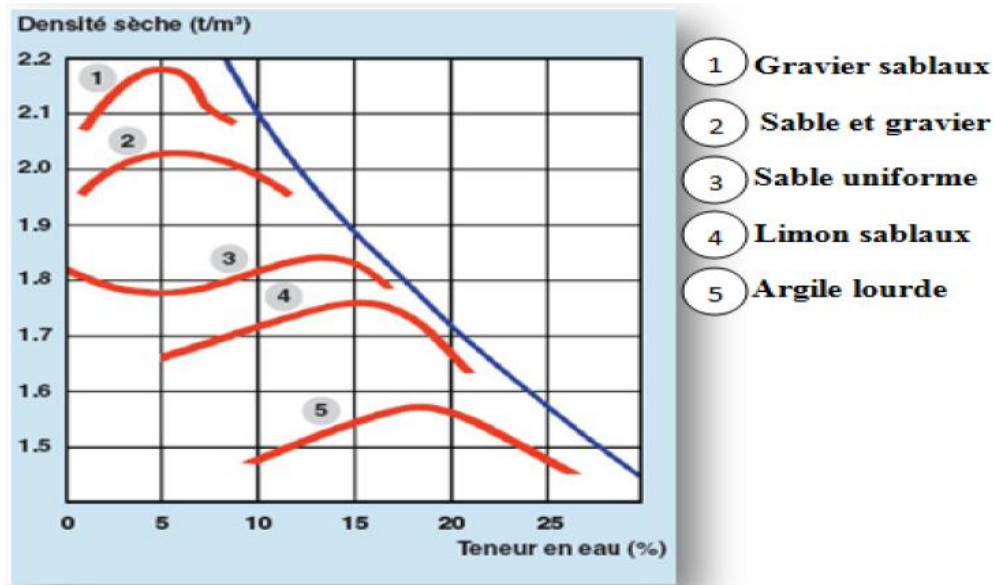


Figure IV.4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

IV.4. LES ESSAIS DE COMPACTAGES EN LABORATOIRE

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

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

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

IV.4.1. L'essai Proctor

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor).



Figure IV.5 : Essai Proctor.

IV.5. L'ESSAI PROCTOR MODIFIÉ (PM)

IV.5.1. But de l'essai (NF P 94-093)

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

IV.5.2. Principe de l'essai

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

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

IV.5.3. Matériel utilisé

Pour réaliser cet essai nous aurons besoin du matériel suivant :

- Moule Proctor ;
- Dame Proctor ;
- Règle à araser ;
- Balance ;
- Étuve ;
- Éprouvette graduée.

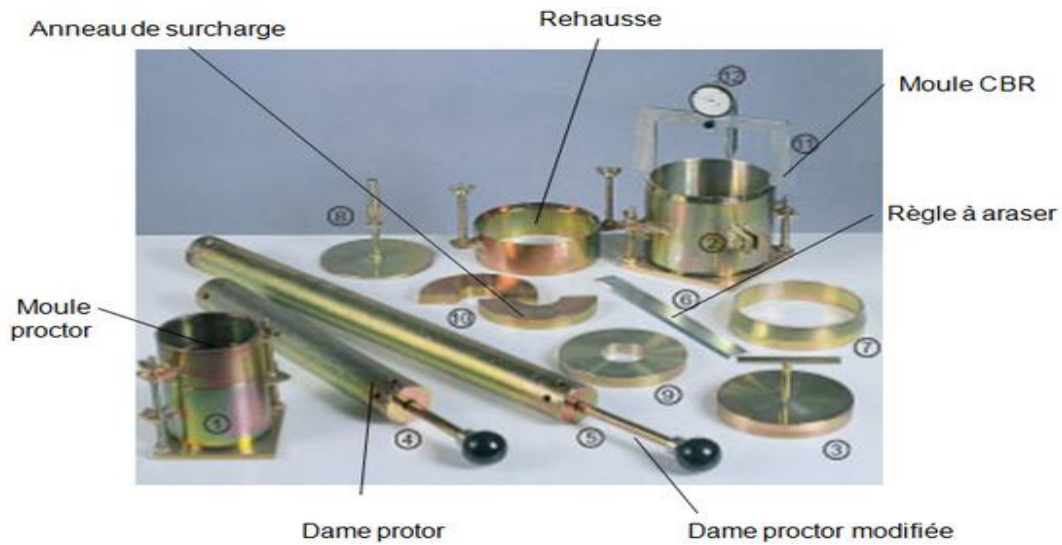


Figure IV.6 : Matériel utilisé pour proctor et CBR .

IV.5.4. Essais réalisés

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

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 50% de débris de béton.



Figure IV.7 : Mélange de marne+ Débris de béton préparé pour essai Proctor.

IV.5.5. 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 courbes :

- **Marne seule**

Tableau IV.1 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne seule.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d / γ_w)
Echantillon N° 01	3,27	2,21
Echantillon N° 02	4,69	2,30
Echantillon N° 03	5,93	2,28
Echantillon N° 04	6,85	2,25

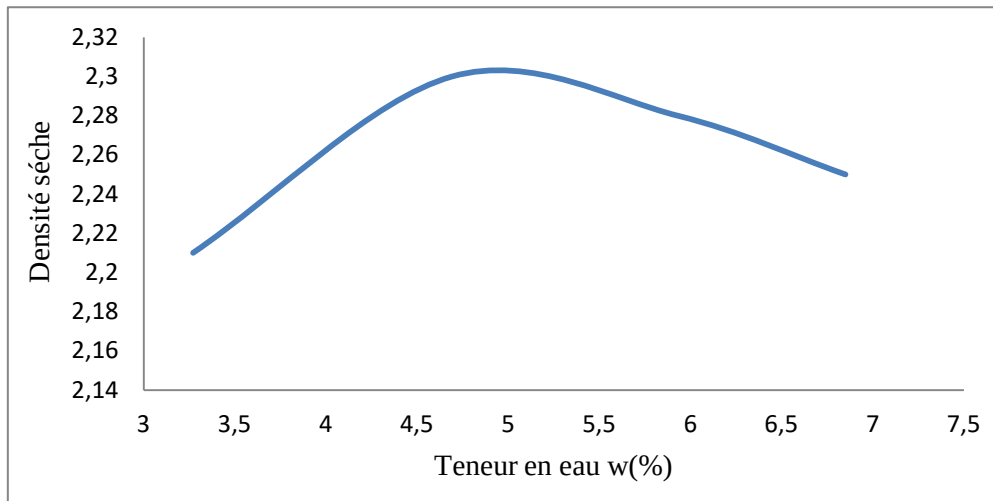


Figure IV.8 : Courbe Proctor de marne seule.

- **Mélange de marne + 10% de débris de béton**

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 10% de débris de béton.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d / γ_w)
Echantillon N° 01	4,36	2,14
Echantillon N° 02	5,52	2,18
Echantillon N° 03	6,24	2,20
Echantillon N° 04	7,18	2,15

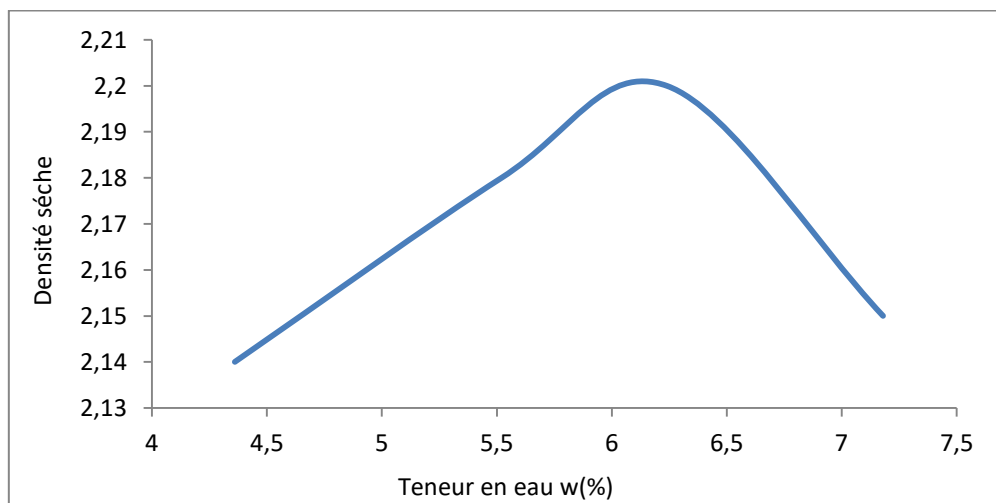


Figure IV.9 : Courbe Proctor de marne + 10% de débris de béton.

- **Mélange de marne + 30% de débris de béton**

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 30% de débris de béton.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d / γ_w)
Echantillon N° 01	5,15	2,07
Echantillon N° 02	6,599	2,10
Echantillon N° 03	7,91	2,12
Echantillon N° 04	8,84	2,09
Echantillon N° 05	9,38	2,065

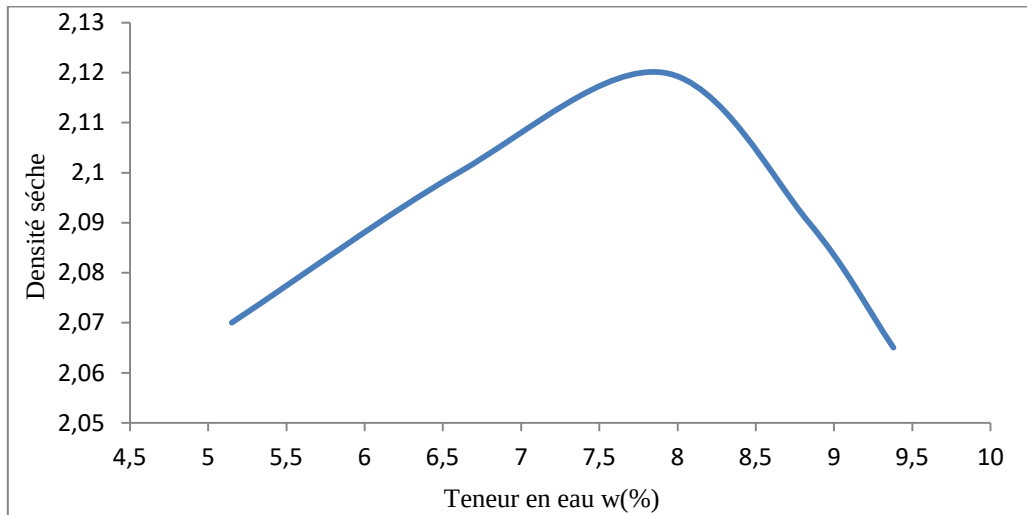


Figure IV.10 : Courbe Proctor de marne + 30% de débris de béton.

- **Mélange de marne + 50% de débris de béton**

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour la marne + 50% de débris de béton.

Essais	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d / γ_w)
Echantillon N° 01	5,78	2,00
Echantillon N° 02	7,56	2,02
Echantillon N° 03	8,48	2,04
Echantillon N° 04	9,12	2,01
Echantillon N° 05	9,51	1,99

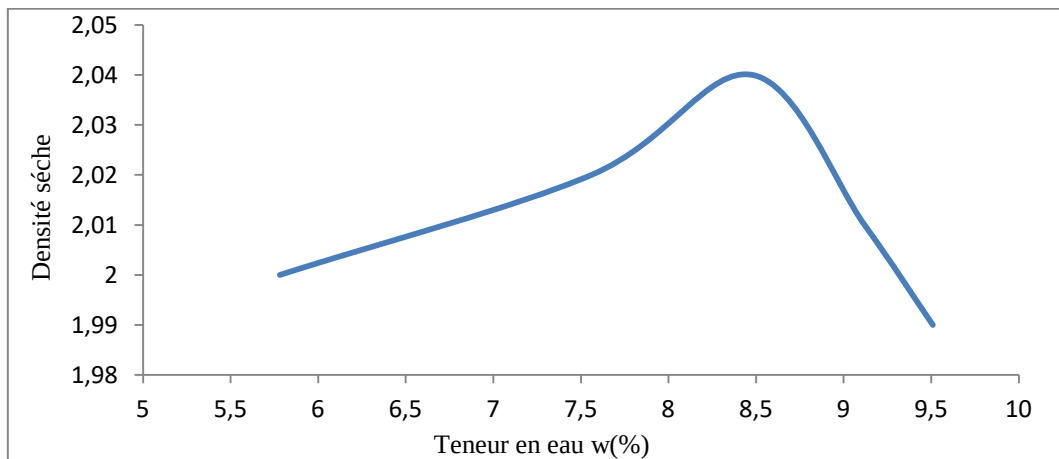


Figure IV.11 : Courbe Proctor de marne + 50% de débris de béton.

- **Courbe comparative de tous les échantillons**

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

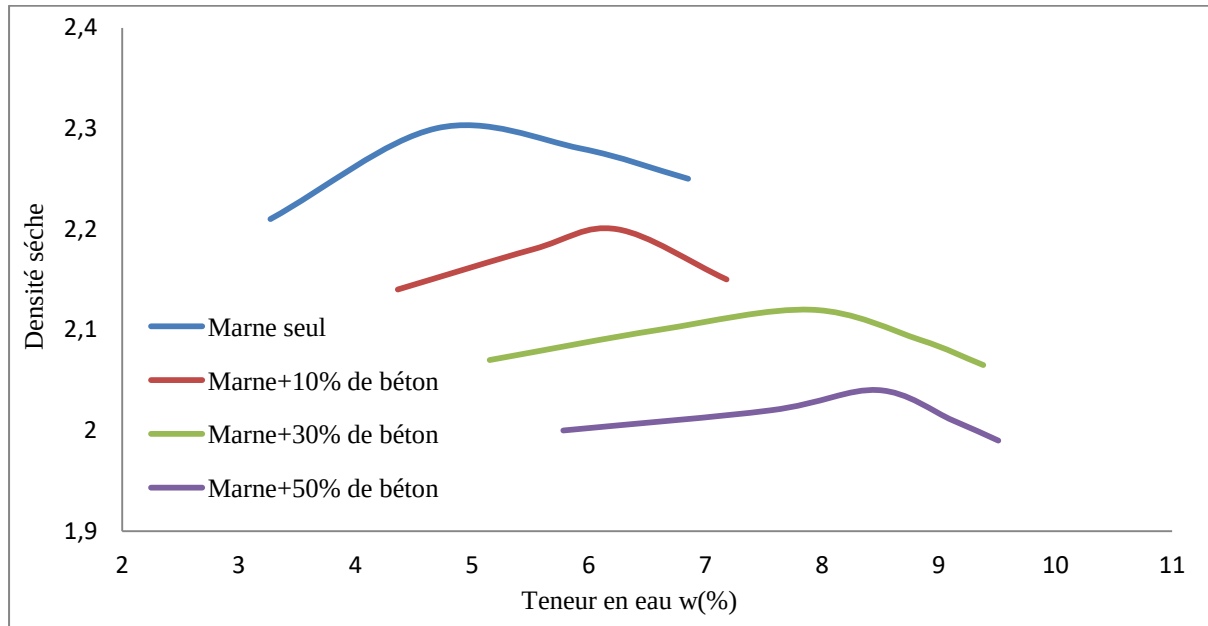


Figure IV.12 : Courbe Proctor comparative de tous les échantillons.

La sensibilité à l'eau des mélanges se traduit par des formes de courbes bombées. Selon la figure IV.12, on remarque que pour le matériau marne, la courbe de compactage présente en forme bombée remarquable, ce qui explique la sensibilité de ce matériau à l'eau, relativement aux autres mélanges.

Avec l'ajout des débris de béton (marne+10%, 30% et 50% de béton), les courbes deviennent de plus en plus aplaties relativement à la courbe Proctor de la marne seule. Ceci, permet de conclure que l'ajout des débris de béton 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.

Tableau IV.5 : Récapitulatif des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales.

Echantillons	Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	Densité sèche maximale (γ_{dmax})
Marne+ 0% de débris de béton	4.90	2.30
Marne+ 10% de débris de béton	6.15	2.20
Marne+ 30% de débris de béton	7.85	2.12
Marne+ 50% de débris de béton	8.42	2.04

- **Densités sèches maximales pour les mélanges de marne + % de débris de brique**

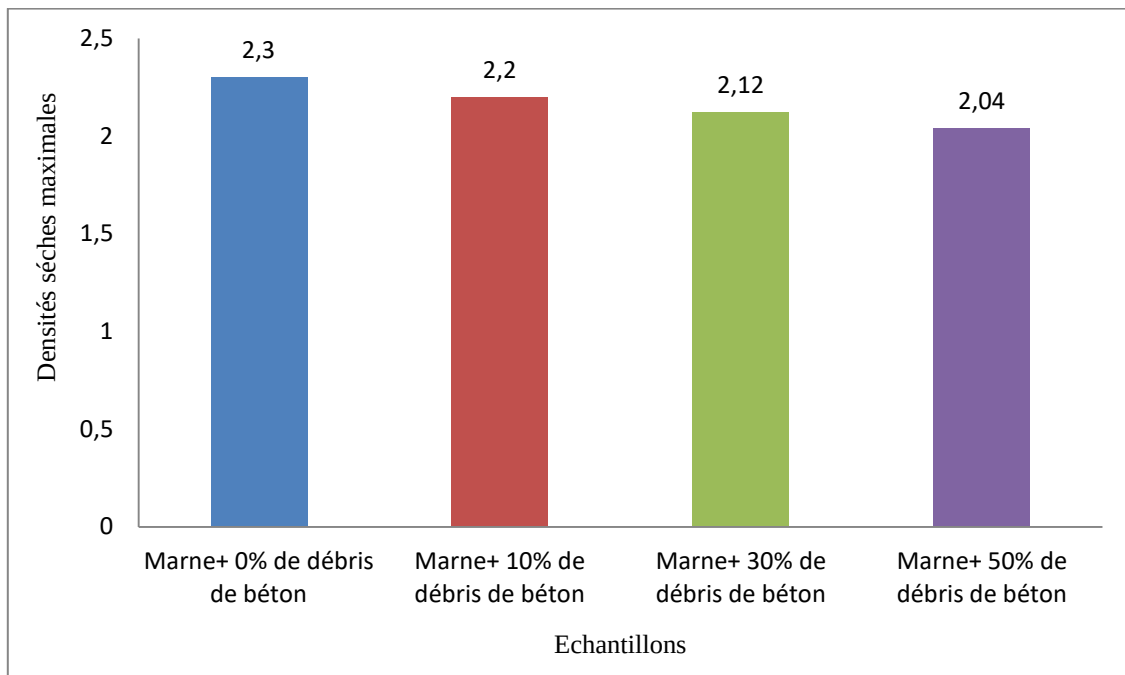


Figure IV.13 : Évolutions des densités sèches maximales en fonction de la teneur en béton.

- **Teneurs en eau optimales pour les mélanges de marne + % de débris de brique**

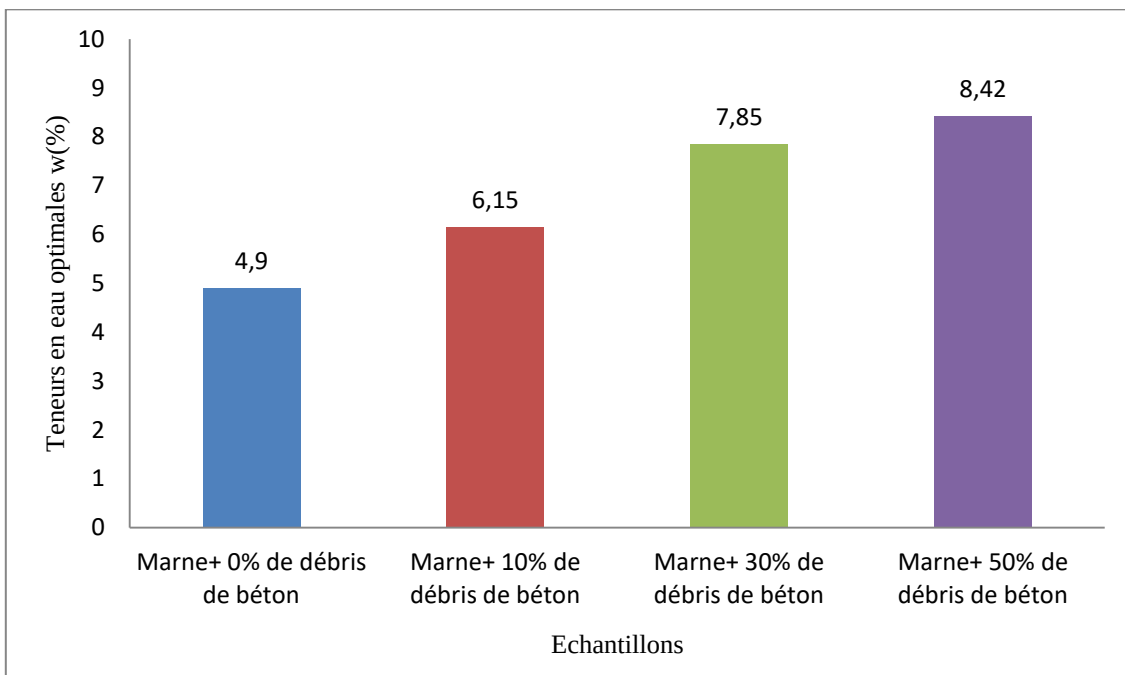


Figure IV.14 : Évolutions des teneurs en eau en fonction du pourcentage des débris de béton.

Les variations de la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale sont présentées sur les figures IV.13 et IV.14 respectivement. Elles permettent de constater qu'un accroissement du pourcentage de débris de béton conduit à une légère diminution de densité sèche

maximale. En effet, elle passe de 2,2 pour la marne seule à 2,04 pour le mélange à 50% de débris de béton. Toutefois elles restent assez importantes et dépassent le seuil minimal de densités (1.8) exigé par les normes.

Par ailleurs la teneur en eau à l'OPM augmente avec le pourcentage de débris de béton additionnée, elle atteint sa valeur max de 8,42 % pour un pourcentage de laitier de 50%.

L'ajout des débris de béton au matériau marne crée plus de vides dans les échantillons ce qui fait que leur densité diminue. Ces vides sont ensuite remplis d'eau au cours du compactage, ce qui fait augmenter la teneur en eau.

IV.6. ESSAIS DE PORTANCE CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO) NF P 94-078

IV.6.1. Définition

L'essai CBR est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2ème guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

IV.6.2 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 portants (IPI, 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.6.3 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 trois types d'indices CBR en fonction du but fixé :

- **L'indice portant immédiat** : 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** : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor (Wopn). 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 plate-forme.
- **L'indice C.B.R après 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) , I(5)

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 :

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

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm).

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

IV.6.4. 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...).

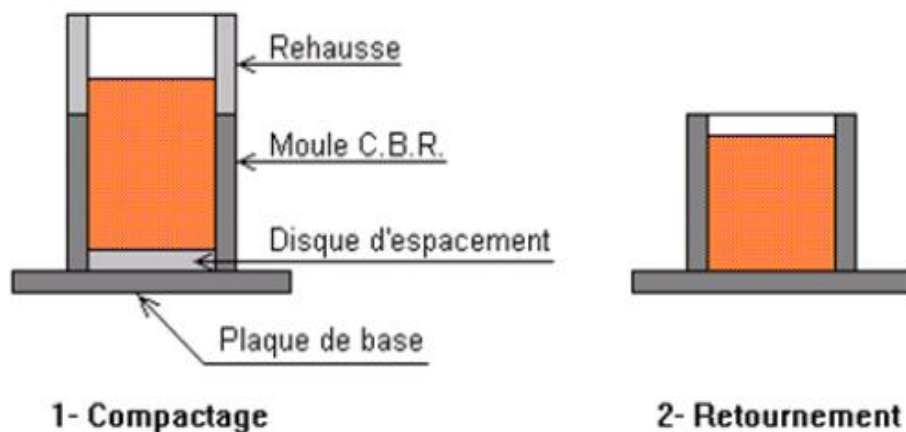


Figure IV.15 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

- Matériel de poinçonnement

Il comprend La LoadTrac II est une machine de poinçonnement automatique développée par la société Geocomp pour réaliser des essais géotechniques en laboratoire.

Voici les principaux équipements et caractéristiques de la LoadTrac II :

- Châssis en acier rigide avec colonnes de chargement pouvant atteindre 100 kN.
- Vérin électromécanique assurant une vitesse de déplacement constante et contrôlée entre 0,00001 et 180 mm/min.
- Capteur de force et capteur de déplacement intégrés pour l'enregistrement des données en continu.
- Logiciel permettant le pilotage automatique des essais et le tracé effort-déplacement.

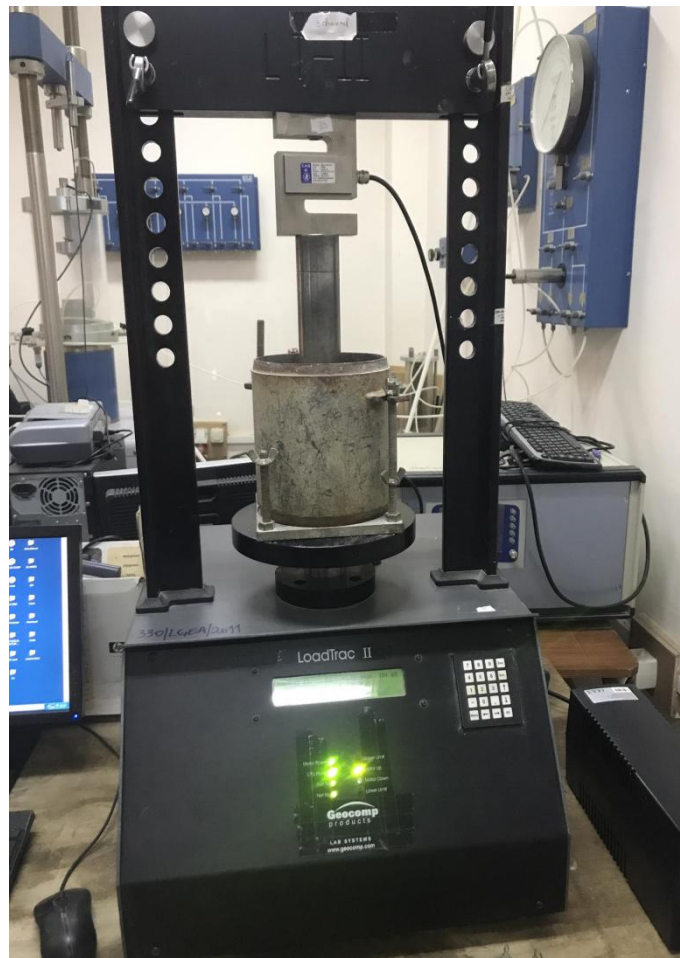


Figure IV.16 : La machine de poinçonnement LoadTrac II (LGEA).

IV.6.5. Mode opératoire

IV.6.5.1. Préparation des échantillons

Les échantillons à poinçonner sont compactées dans les conditions de l'optimum, à différentes teneurs en débris de béton. Une fois préparés, sont soumis au poinçonnement.

IV.6.5.2. Détermination de l'indice CBR immédiat

Procéder au poinçonnement de la manière suivante (conforme à la norme NF P94-078) :

- Installation et mise en place de l'échantillon dans le dispositif de chargement ;
- Réglage des paramètres de l'essai dans le logiciel (vitesse de déplacement, course, seuils d'arrêt, etc.)
- Vérification du bon positionnement des capteurs de force et de déplacement.
- Démarrage de l'essai et enregistrement automatique des mesures par le logiciel.
- Poursuite de l'essai jusqu'aux critères d'arrêt fixés (force maximale, déplacement maximal, etc.).
- Arrêt automatique de l'essai par le logiciel.
- Relèvement automatique ou manuel du vérin de chargement.
- Démontage et récupération de l'échantillon après essai.
- Traitement des données d'essai et édition du rapport par le logiciel (courbes, valeurs caractéristiques, etc.)

IV.6.5.3 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.17 : Essai CBR après immersion, imbibition et gonflement.

IV.6.6 Expression des résultats

Une série d'essai CBR a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons de marne et de débris de béton, afin de déterminer les indices CBR immédiats et les indices CBR après immersion.

Plusieurs échantillons ont été préparés, à savoir :

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 50% de débris de béton.

IV.6.6.1. Interprétation des résultats (CBR)

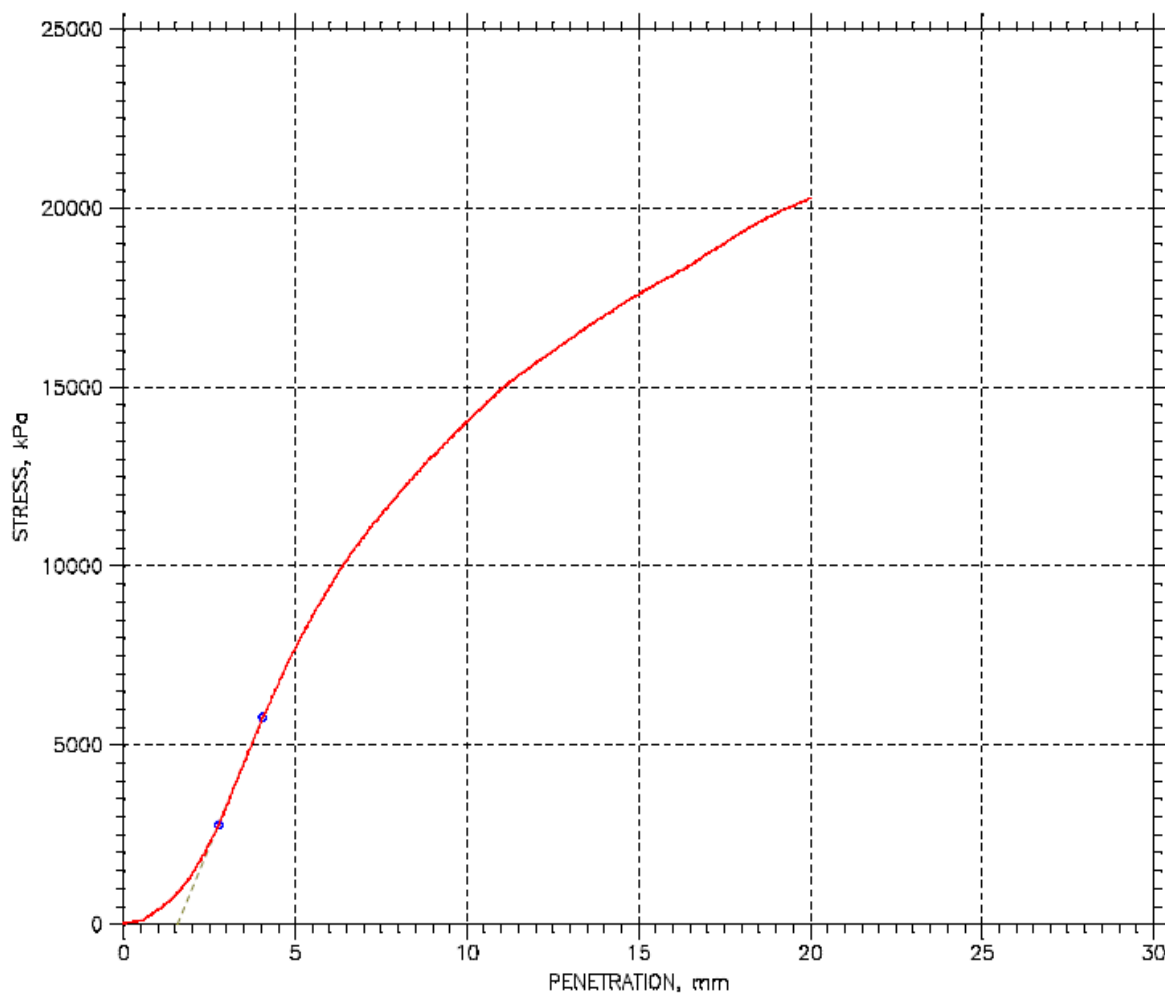


Figure IV.18 : Courbes enfoncements-forces marne seule (CBR).

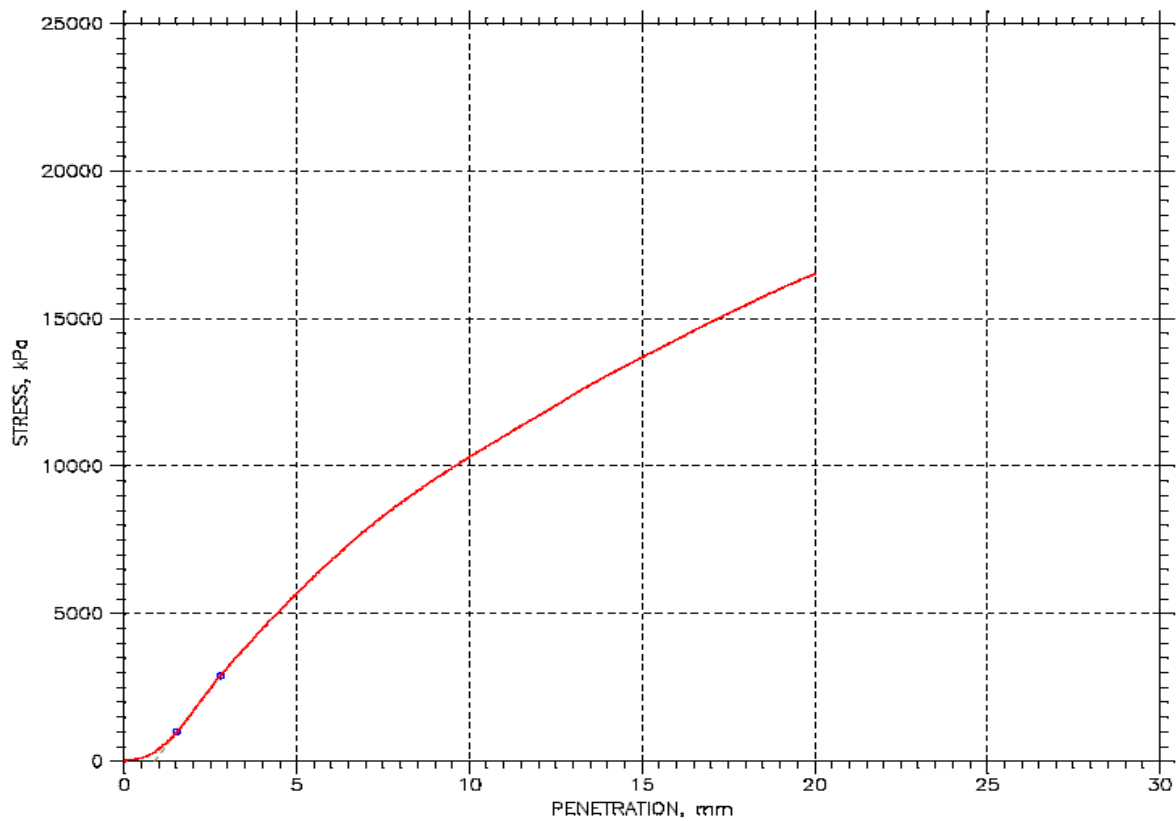


Figure IV.19 : Courbes enfoncements-forces marne +10% de débris de béton (CBR).

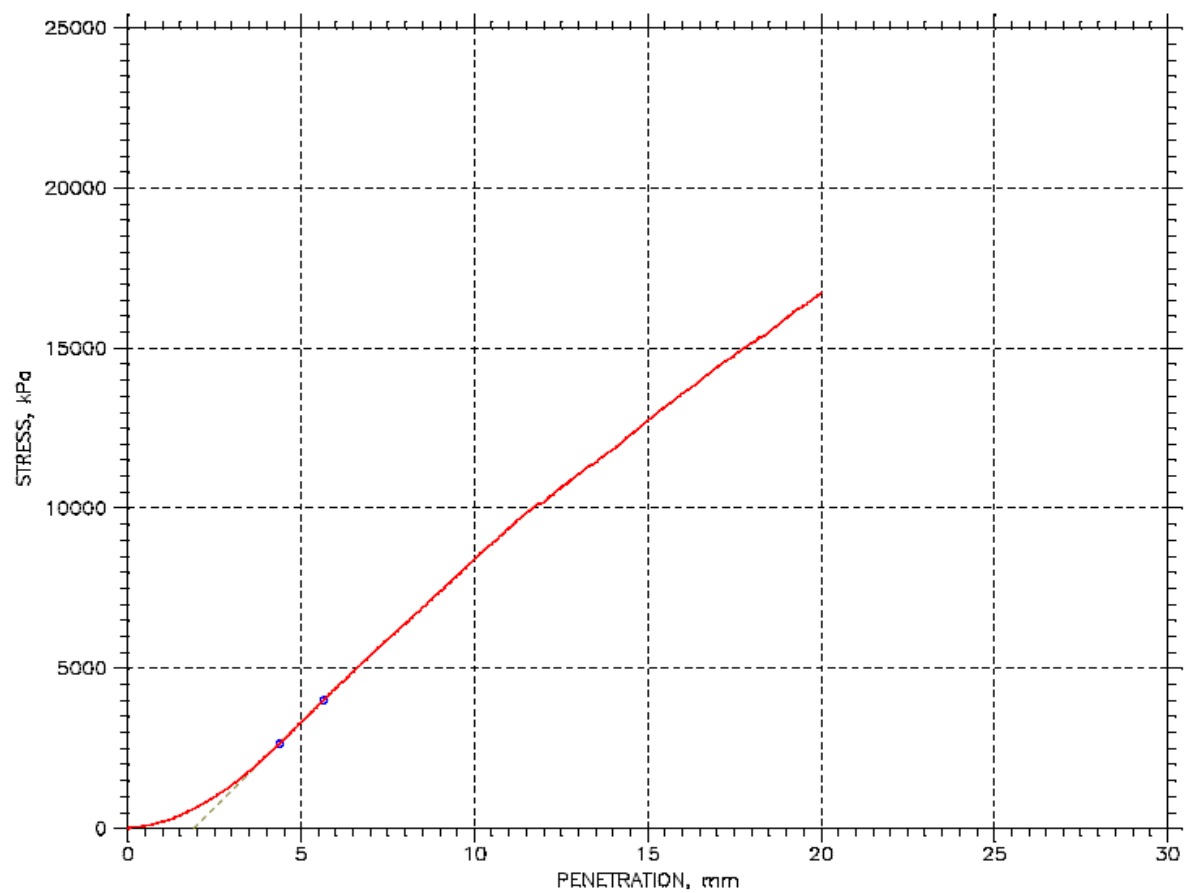


Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces marne +30% de débris de béton (CBR).

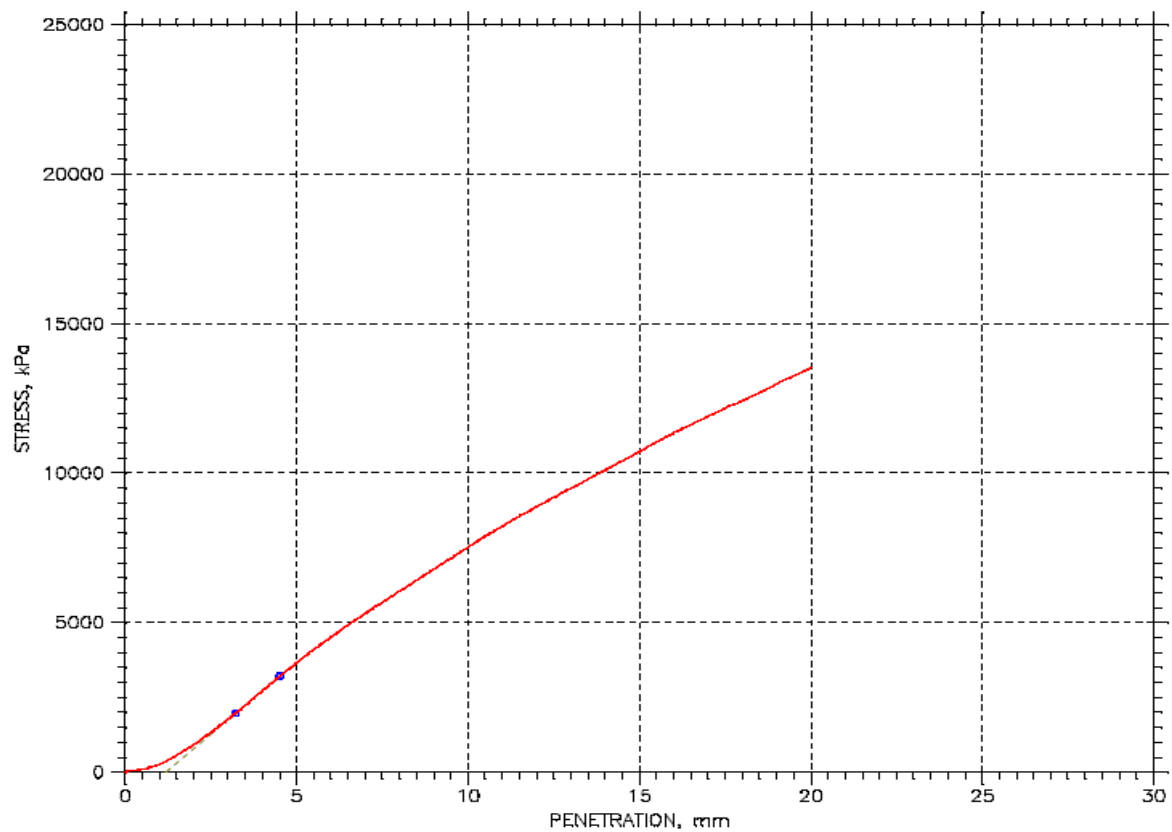


Figure IV.21 : Courbes enfoncements-forces marne +50% de débris de béton (CBR).

Tableau IV.6: Résultats des essais CBR immédiat (CBR).

Echantillons	Indice CBR immédiat (CBR)		
	I (2.5)	I(5)	CBR
Marne seule	85	101	101
Marne +10% de débris de béton	55	66	66
Marne +30% de débris de béton	40	52	52
Marne +50% de débris de béton	36	46	46

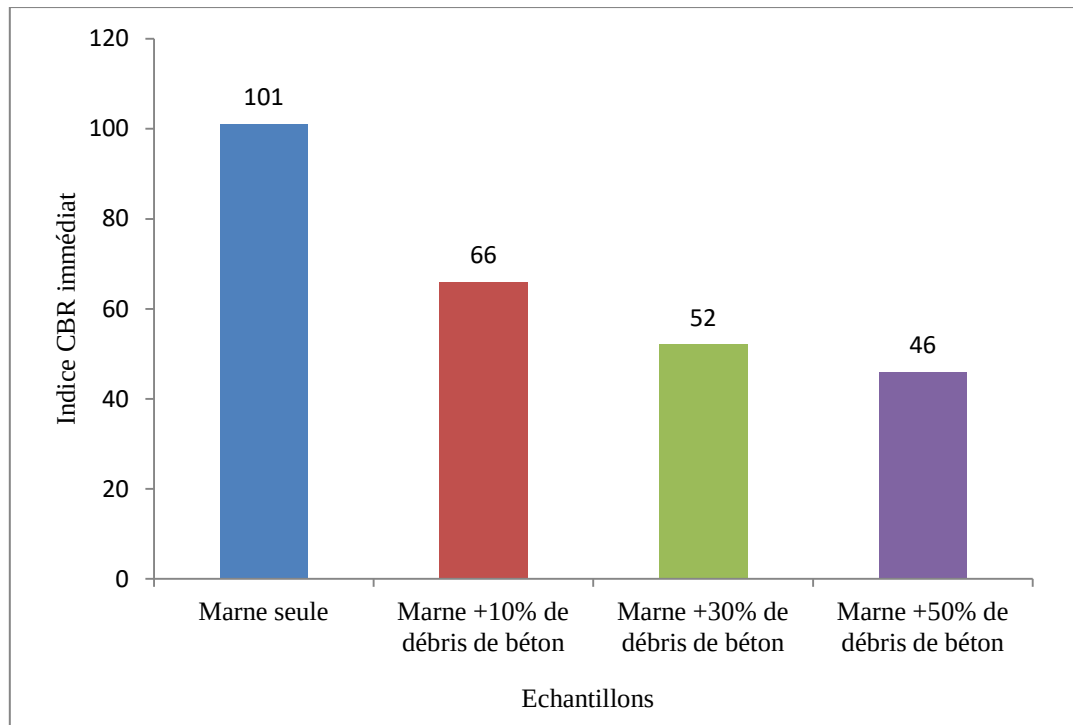


Figure IV.22 : Evolution des indices CBR immédiat en fonction de la teneur en débris de béton.

Les résultats des essais de portance CBR réalisés avant immersion présentés dans le tableau IV.7 et sur les figures IV.18, IV.19, IV.21 et la figure IV.22, permettent de constater à première vue que les courbes enfoncements-forces correspondantes aux mélanges (marne + débris de béton) sont inférieures à la courbe correspondante à la marne seule, ceci se traduit directement sur les portances des échantillons. En effet, la portance des mélanges diminue au fur et à mesure que le pourcentage de débris de béton augmente. Elle passe de 101 pour la marne seule à 46 pour le mélange à 50% de débris de béton. Ceci peut être dû à la grande résistance de la marne à l'état sec et la perturbation de la structure des échantillons par l'incorporation des grains issus de béton diminuant ainsi la densité et la portance des mélanges, ainsi l'ajout excessif d'éléments grossiers et anguleux des débris de béton dans un sol fin comme la marne peut perturber la microstructure et faire chuter l'indice CBR.

IV.6.6.2. Interprétation des résultats (CBRimm)

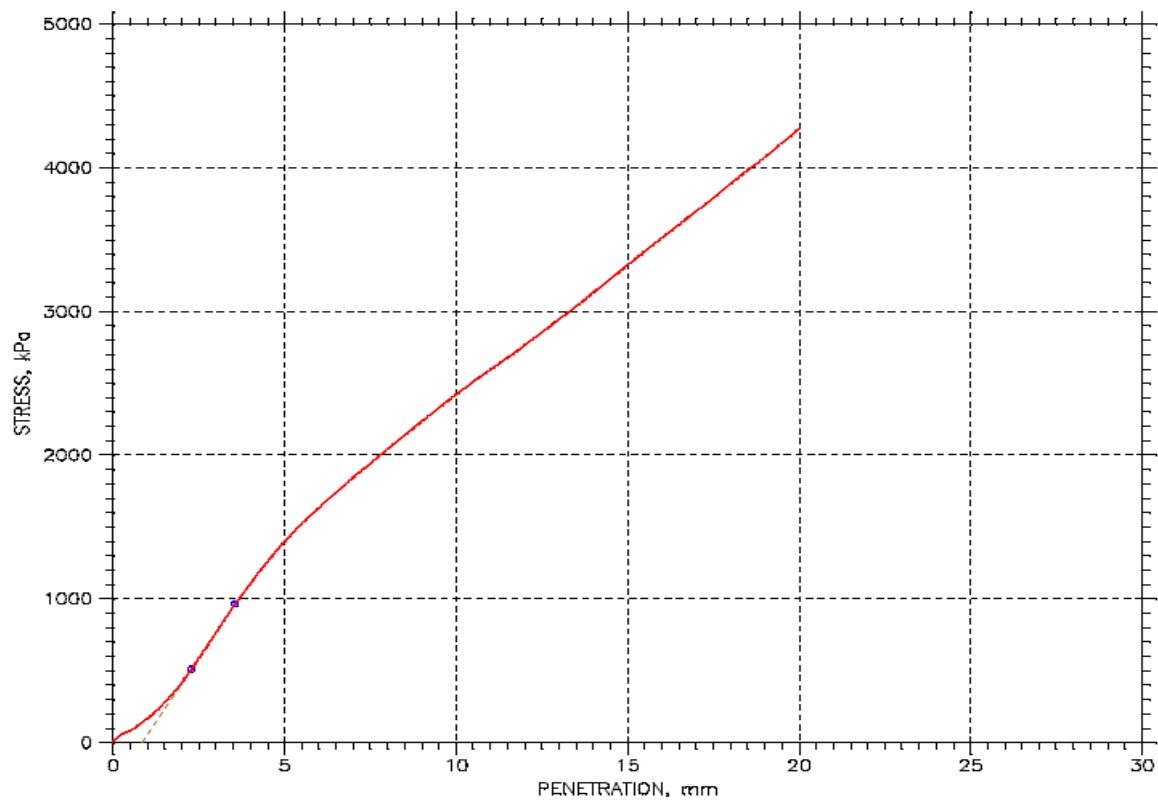


Figure IV.23 : Courbes enfoncements-forces marne seule (CBRimm).

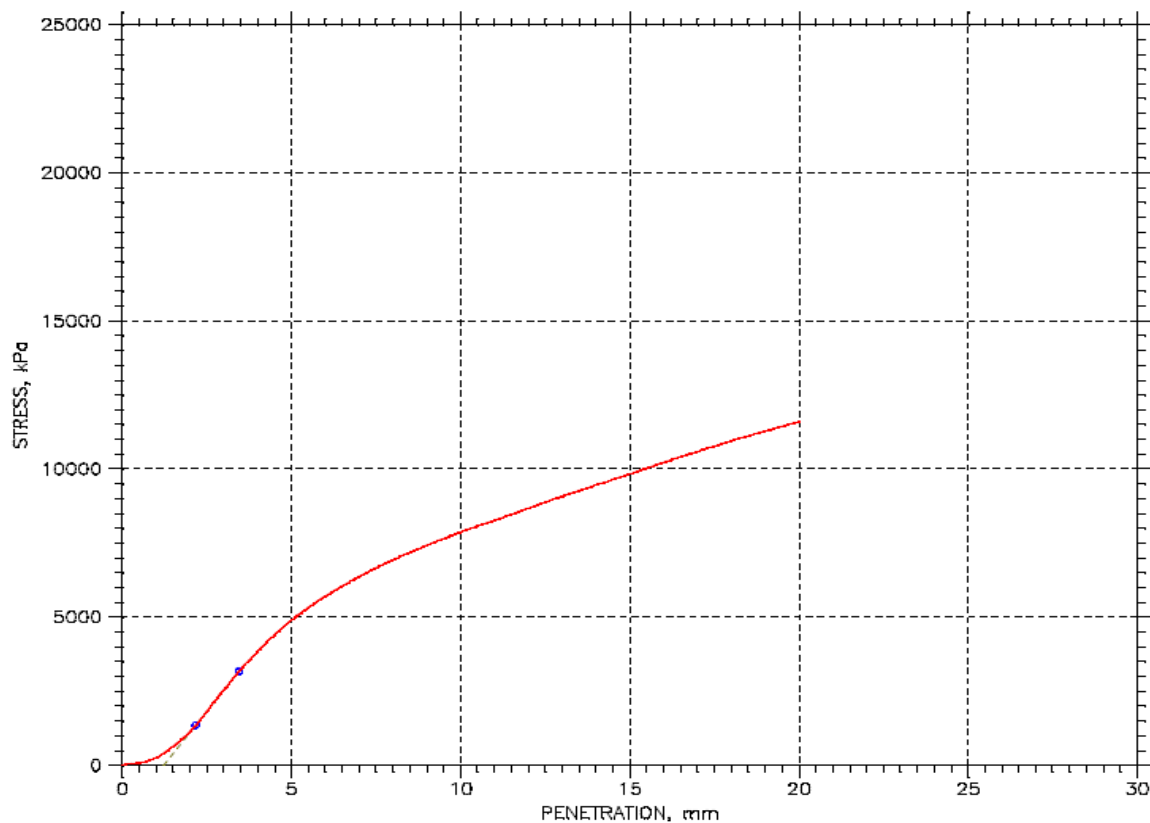


Figure IV.24 : Courbes enfoncements-forces marne +10% de débris de béton (CBRimm).

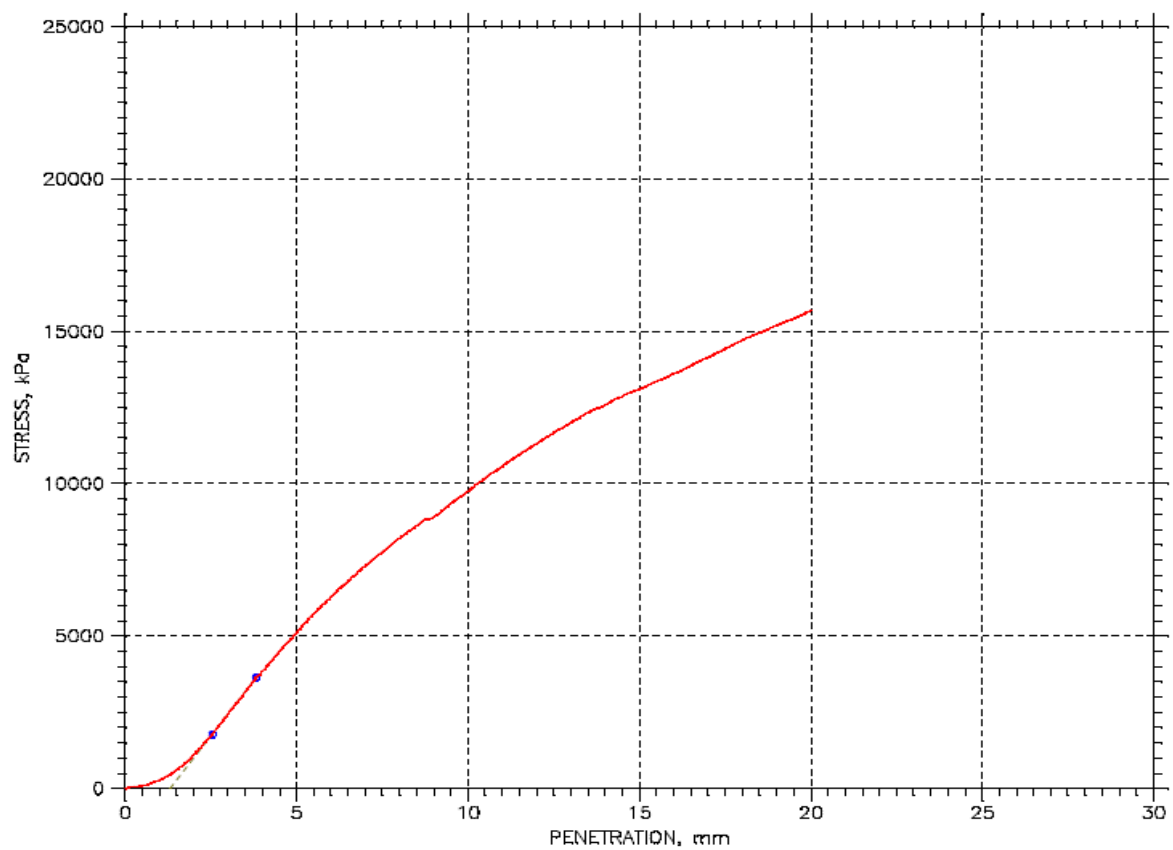


Figure IV.25 : Courbes enfoncements-forces marne +30% de débris de béton (CBRimm).

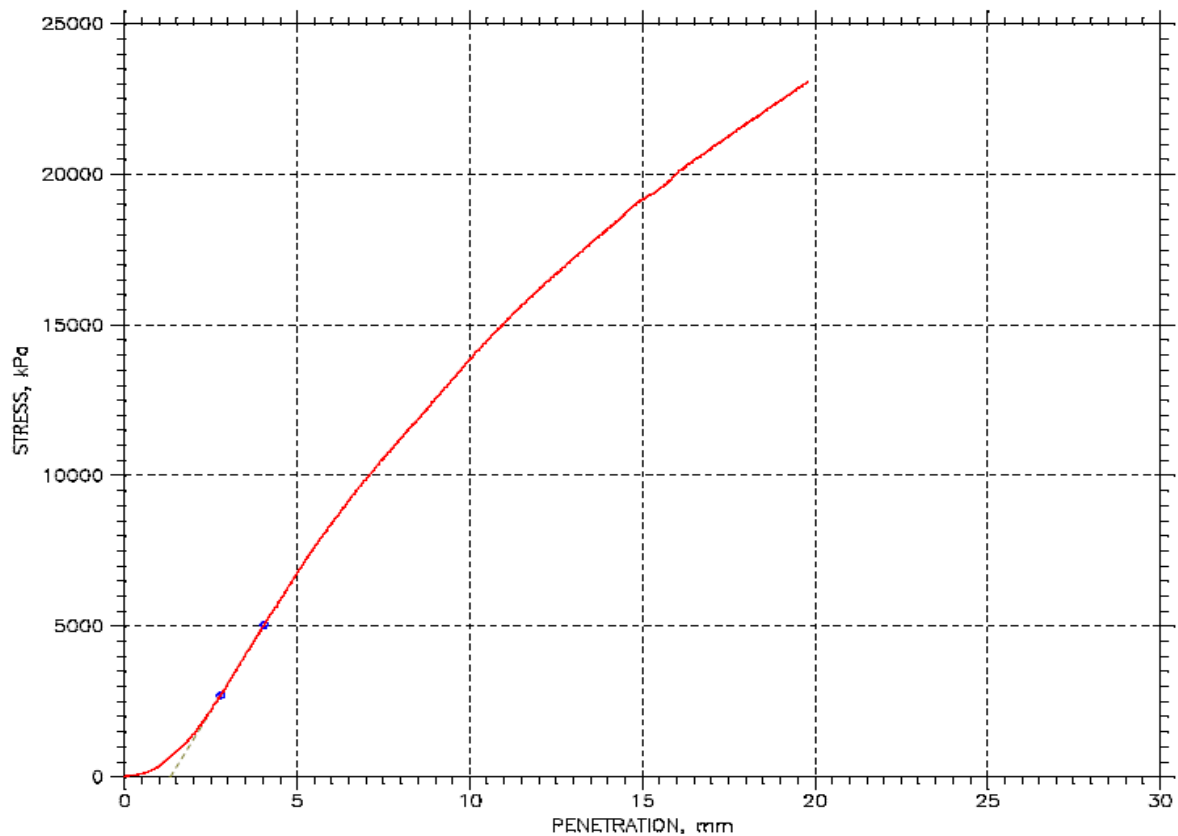


Figure IV.26 : Courbes enfoncements-forces marne +50% de débris de béton (CBRimm).

Tableau IV.7: Résultats des essais CBR immersion (CBRimm).

Echantillons	Gonflement relatif G	Indice CBR après immersion (CBRimm)		
		I (2.5)	I(5)	CBRimm
Marne seule	1.784	13	16	16
Marne +10% de débris de béton	0.456	52	57	57
Marne +30% de débris de béton	0.112	53	65	65
Marne +50% de débris de béton	0.043	69	87	87

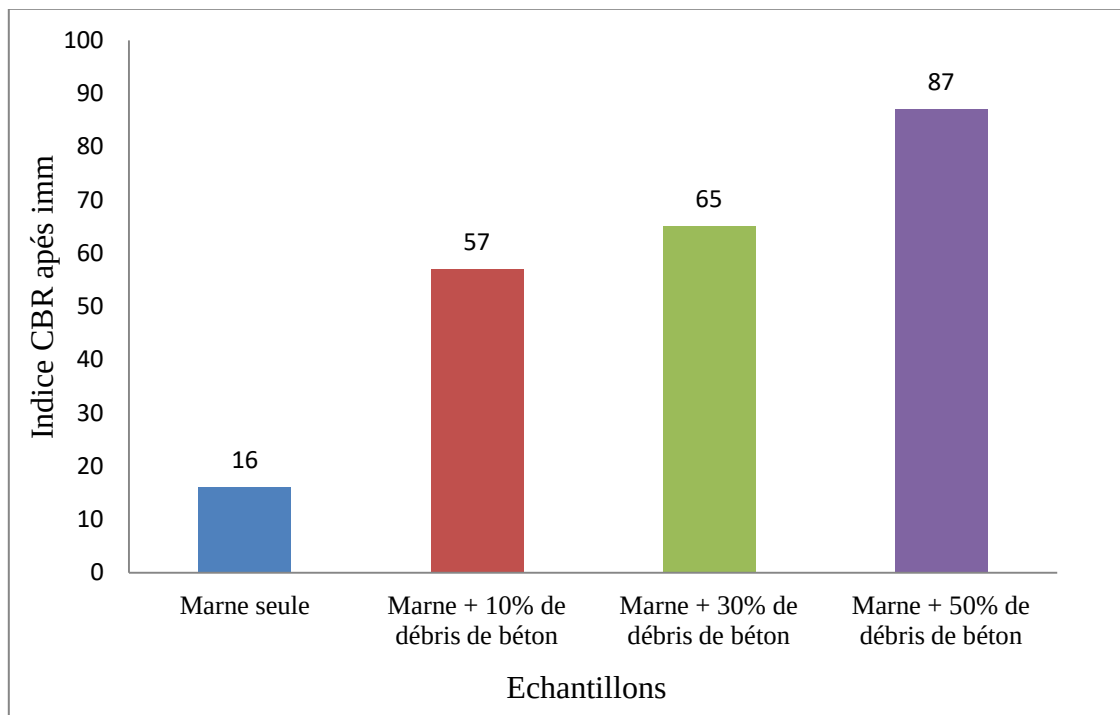


Figure IV.27 : Evolution des indices CBR immersion en fonction des pourcentages des débris de béton.

Les résultats d'essais de portance CBR réalisés après immersion présentés sur la figure IV.27, montre que la portance des mélanges augmente progressivement avec l'ajout des débris de béton pour atteindre un maximum de 87 dans le cas du mélange à 50 % de débris. Les débris de béton en grande proportion peut présenter une meilleure portance que le matériau naturel (marne seule) à l'état humide, notamment que les débris de béton est pratiquement insensible à l'eau. Ce qui rend les mélanges plus résistants à l'état humide dès le premier ajout du béton.

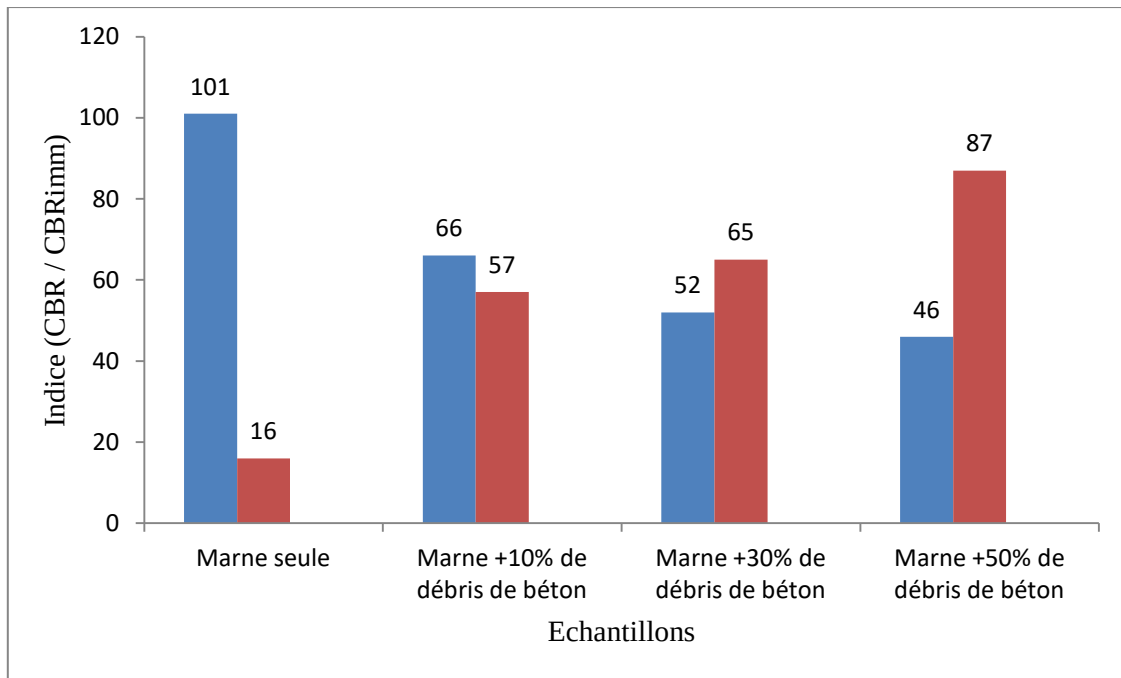


Figure IV.28: Courbes comparatives des indices CBR et CBRimm des différents pourcentages de débris de béton.

A titre de comparaison, les résultats ci-dessus permettent de constater que les portances des échantillons étudiés avant immersion diminuent et augmentent après immersion.

Ainsi, nous pouvons dire que les débris de béton améliorent la portance des mélanges et leur offrent une meilleure stabilité après immersion.

Particulièrement, les mélanges contenant 10 à 30% de débris de béton présentent un faible écart entre les portances déterminées avant et après immersion. Ceci peut être signe de stabilité des mélanges face aux variations d'états secs et humides ; c'est une caractéristique très appréciée pour un matériau routier qui subit inévitablement les variations climatiques durant sa durée de vie dans la chaussée.

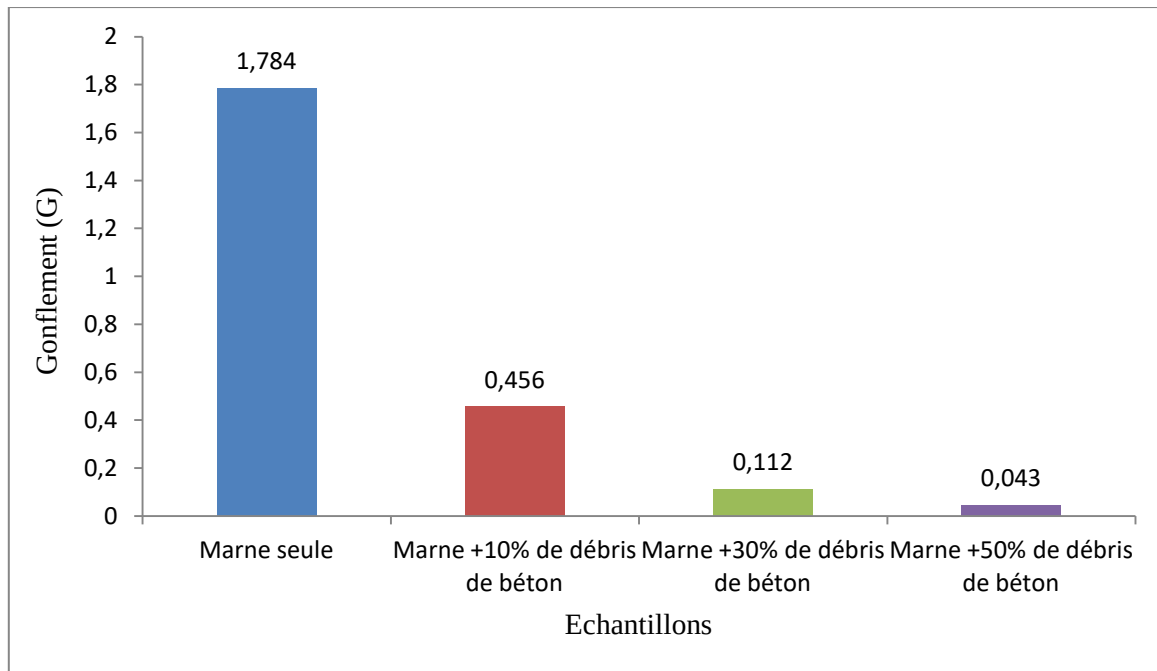


Figure IV.29: gonflement relatif des différents mélanges.

La figure IV.29 présente les résultats d'essais de gonflement final après immersion. L'ajout des débris de béton fait diminuer de plus en plus le gonflement des mélanges en passant de 1.784 pour la marne seule à 0.043 pour le mélange à 50% de débris de béton. Cette réduction de gonflement est expliquée par l'insensibilité des débris de béton à l'eau relativement au matériau marne. Ainsi les mélanges à forte teneur en débris peuvent présenter une meilleure stabilité à l'état humide.

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats obtenus aux essais de compactage Proctor et aux essais de portance CBR. En se basant particulièrement sur ces résultats, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés (mélange de marne + débris de béton) ont présenté dans certains cas des comportements très intéressants, particulièrement pour des teneurs en débris de béton entre 30 et 50 %. De tels mélanges peuvent être proposés pour une utilisation en couches inférieures de chaussées (couches de fondations et couches de base) de faible à moyen trafic, à condition d'obtenir des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations. Certains de ces essais feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE V

ESSAIS ROUTIERS

V.1. INTRODUCTION

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

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 (LGEA).

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 suivantes : 4-6,3 ; 6,3-10 ; 10-14 ; 25-50. Les 25-50 mm doivent contenir 60% de 25-40mm. 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 $10 \text{ kg} \pm 20$ g pour les 25-50 mm. Ajouter 2.5 litres d'eau et la charge abrasive (billes en acier de 10 mm de diamètre) correspondant à la classe granulaire choisie dans les cylindres de la machine. Après rotation des cylindres à une vitesse de 100 tr/min pendant 2 heures, tamiser le matériau sur le tamis de 1,6 mm et peser le refus.

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:

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

Le coefficient mesure le % d'usure, plus il est petit et plus la résistance à l'usure est grande.



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

V.2.3. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé des essais Micro Deval sur la classe granulaire 4-6.3 mm pour les échantillons suivant :

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 50% de débris de béton.

V.2.4. résultats de l'essai

Tableau V.2 : Résultats des essais Micro Deval.

Echantillon	Masse avant essai M(g)	Masse après essai M'(g)	MDE (%)
Marne + 0 % de débris de béton	500	0	100
Marne + 10 % de débris de béton	500	74	85.2
Marne + 30 % de débris de béton	500	127	74.6
Marne + 50 % de débris de béton	500	216	56.8

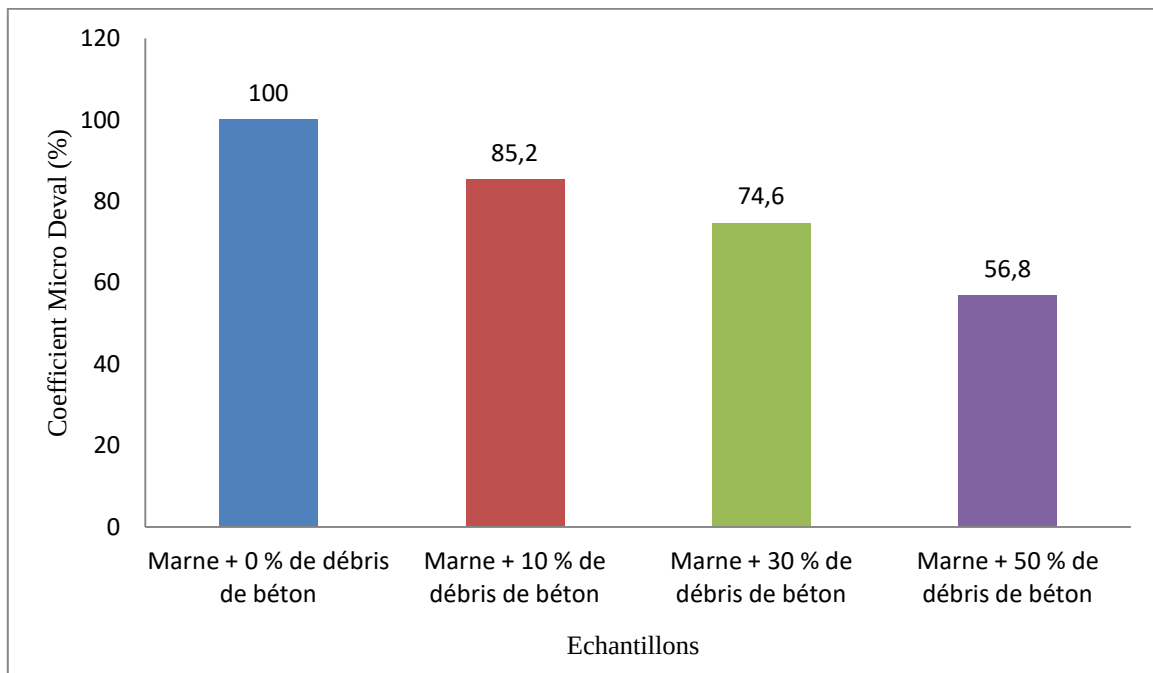


Figure V.3 : Résultats des essais Micro Deval.

Les résultats obtenus, présentés sur le tableau V.2 et récapitulés sur la figure V.3, permettent de constater que le coefficient MDE diminue au fur et à mesure que le pourcentage de béton augmente. En effet, il passe de 100 pour les échantillons de marne seule (0 % de béton) à 56.8 pour les échantillons contenant 50 % de béton.

Ainsi, l'ajout des débris béton améliore considérablement la résistance à l'usure des mélanges en présence d'eau.

V.3. ESSAI LOS ANGELES

V.3.1. 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 (LGEA).

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 (5heures 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 V.3 :

Tableau V.3 : 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.



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

V.3.3. Matériaux utilisées

Nous avons réalisé des essais Los Angeles sur la classe 4-6.3 mm pour les mélanges suivants:

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 50% de débris de béton.

V.3.4. Résultats des essais

Tableau V.4 : Résultats des essais Los Angeles.

Echantillons	Masse avant essai M(g)	Masse Après essai M'(g)	LA (%)
Marne + 0 % de débris de béton	5000	2730	45,40
Marne + 10 % de débris de béton	5000	2907	41,86
Marne + 30 % de débris de béton	5000	3112	37,76
Marne + 50 % de débris de béton	5000	3274	34,52

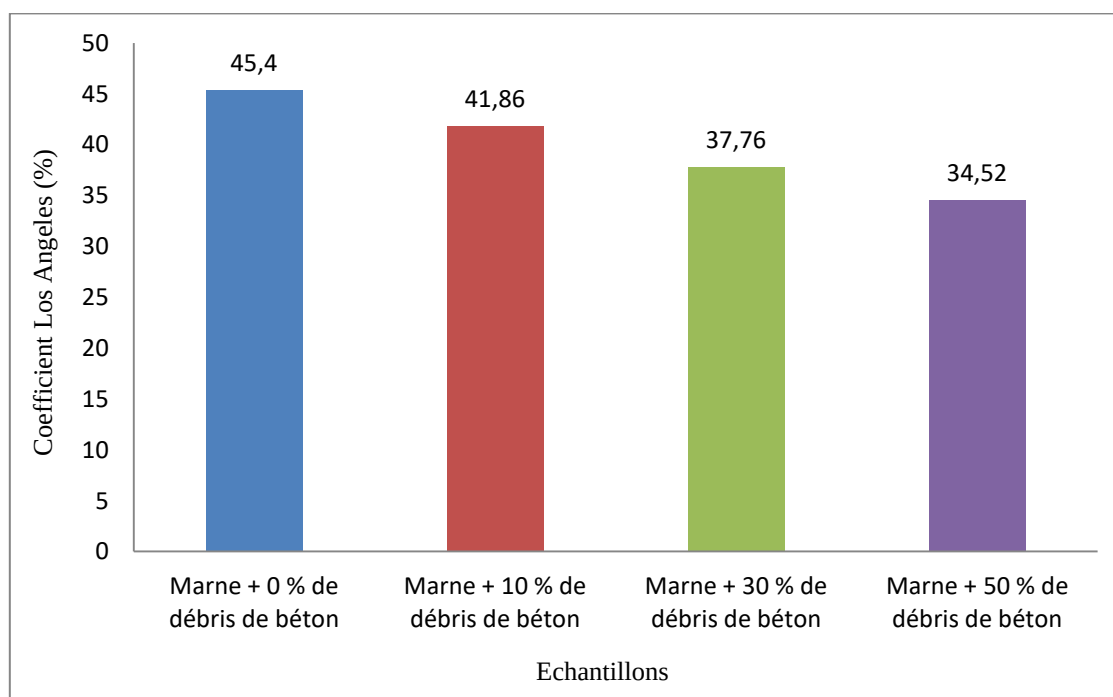


Figure V.6 : Résultats des essais Los Angeles.

La figure V.6 montre que le coefficient Los Angeles diminue au fur et à mesure que le pourcentage de débris de béton augmente. Ceci nous permet de déduire que les débris de béton améliorent la résistance des mélanges aux chocs.

Tableau V.5 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Echantillons	MDE(%)	LA(%)	MDE+LA	Catégorie
Marne + 0 % de débris de béton	100	45,4	145,4	F
Marne + 10 % de débris de béton	85,2	41,86	127,06	F
Marne + 30 % de débris de béton	74,6	37,76	112,36	F
Marne + 50 % de débris de béton	56,8	34,52	91,32	F

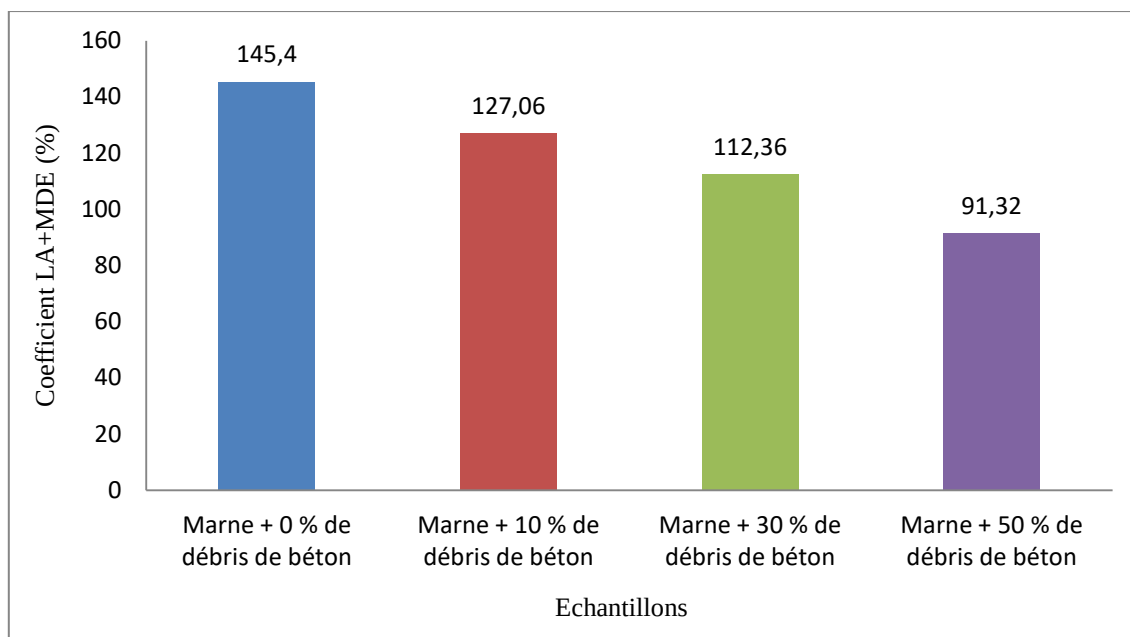


Figure V.7 : Résultats récapitulatifs (LA+MDE).

Tableau V.6 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM).

Catégorie	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 à 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 chaussées à moyen trafic.
E	≤ 45	≤ 45	≤ 80	Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.
F	> 45	> 45	> 80	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.5. Figure V.7 et aux restrictions du tableau V.6, nous pouvons dire que :

Les échantillons de marne seule, ainsi que les différents mélanges peuvent être insérés dans la catégorie F. De tels matériaux sont utilisables en couches de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic (tableau V.6). Toutefois, il est à signaler que les mélanges présentent de meilleures résistances que la marne seule et ont tendance à passer à la catégorie E pour de fortes teneurs en béton (supérieures à 50%). Les matériaux de cette

catégorie peuvent être utilisés pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.

V.4. ESSAI DE DEGRADABILITE (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 10/20 mm donnée, soumis à quatre cycles d'imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056.

Cette réduction s'exprime par le rapport :

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

Avec :

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.

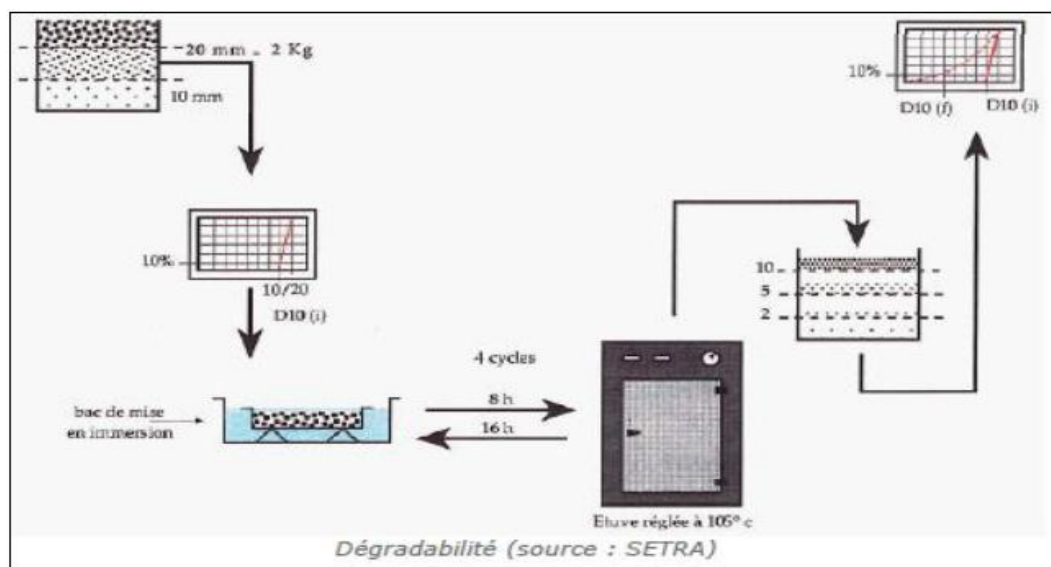


Figure V.8 : Différentes étapes de l'essai de dégradabilité.

V.4.3. Matériaux utilisés

- Marne seule ;
- Mélange de marne + 10% de débris de béton ;

- Mélange de marne + 30% de débris de béton ;
- Mélange de marne + 50% de débris de béton.

V.4.4. Résultats obtenus

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

- **Marne seule**

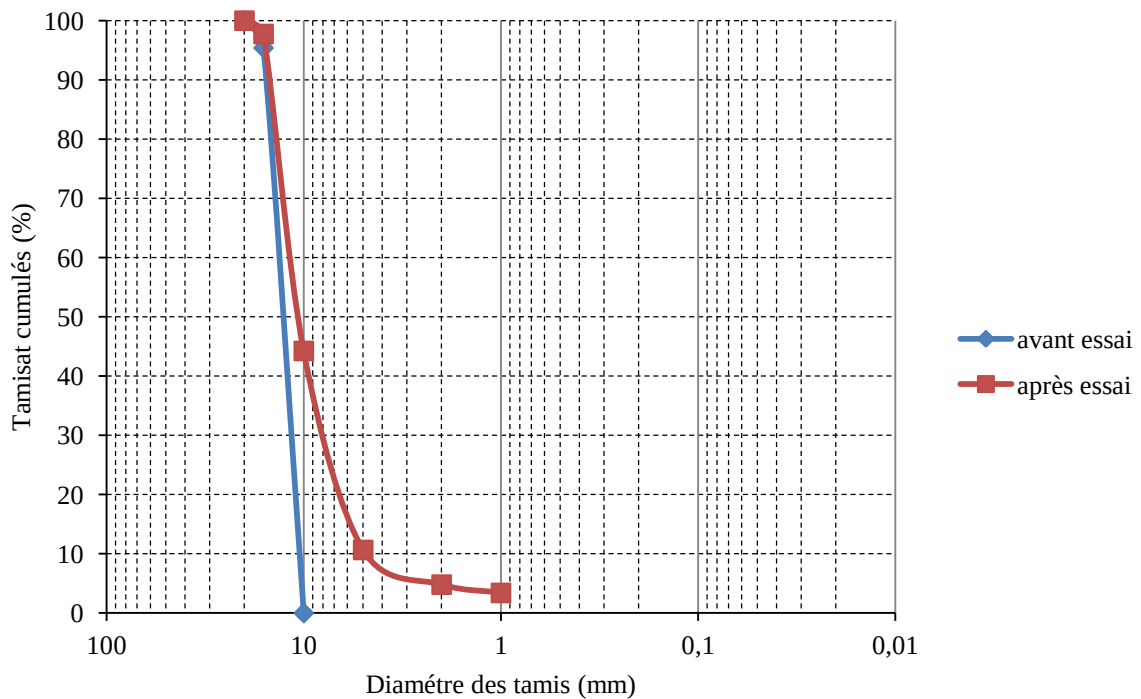


Figure V.9 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne seule.

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

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5} = 2.2 \quad DG = 2.2$$

Tableau V.7 : Classification des matériaux rocheux

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

En comparant les résultats obtenus aux résultats de référence présentés dans le tableau V.7 nous constatons que la marne étudiée fait partie des matériaux rocheux peu dégradables ($DG = 2.2 < 5$).

- **Mélange de marne + 10% de débris de béton**

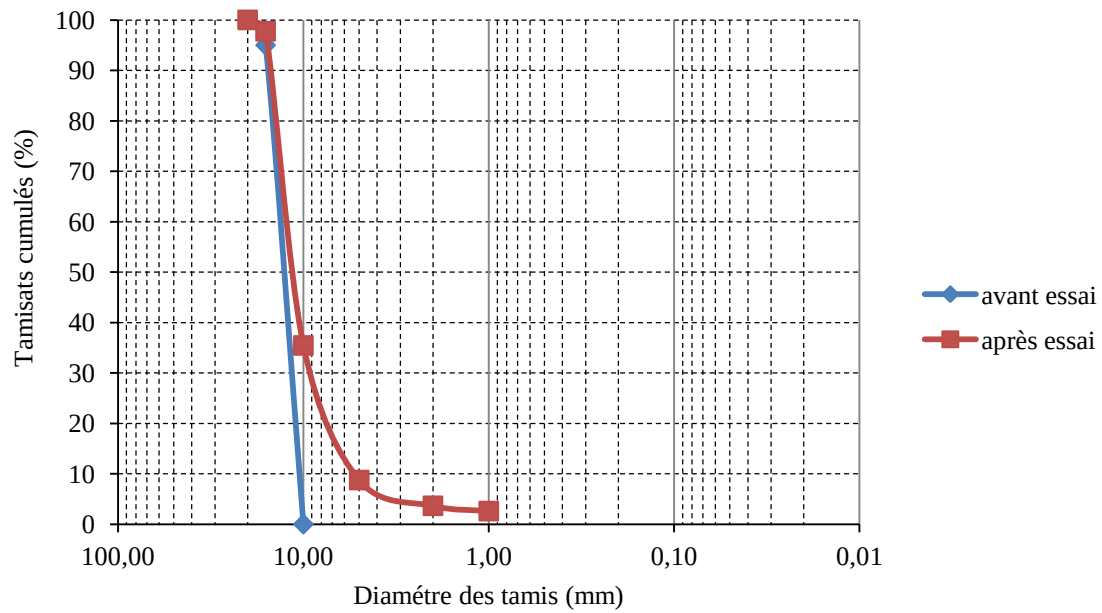


Figure V.10 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +10% de béton.

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

- **Mélange de marne + 30% de débris de béton**

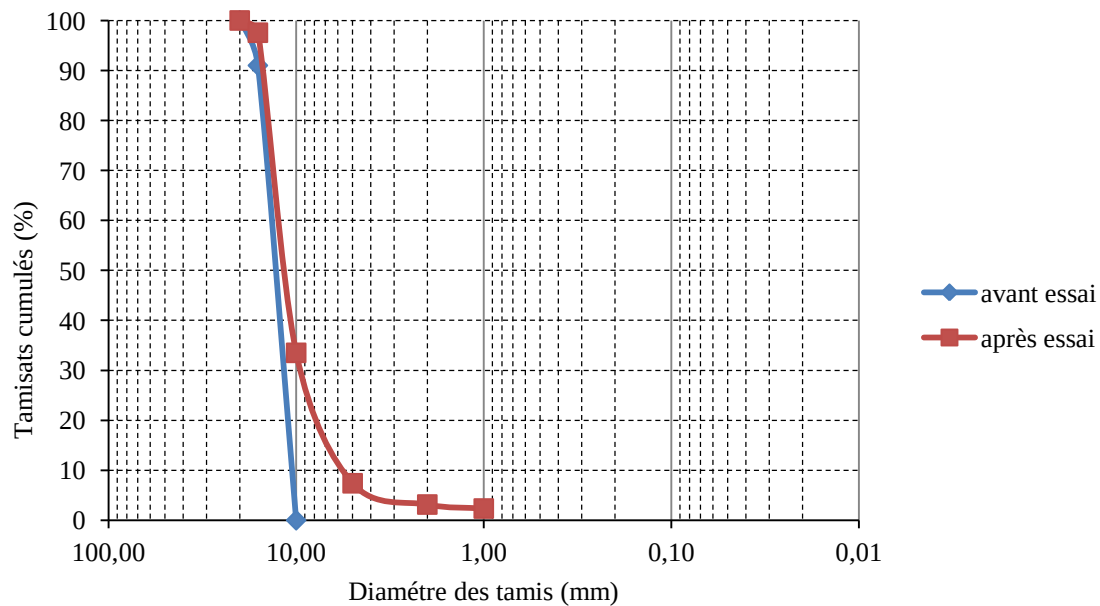


Figure V.11 : Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +30% de béton.

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5.8} = 1.9 \quad DG = 1.9$$

- Mélange de marne + 50% de débris de béton

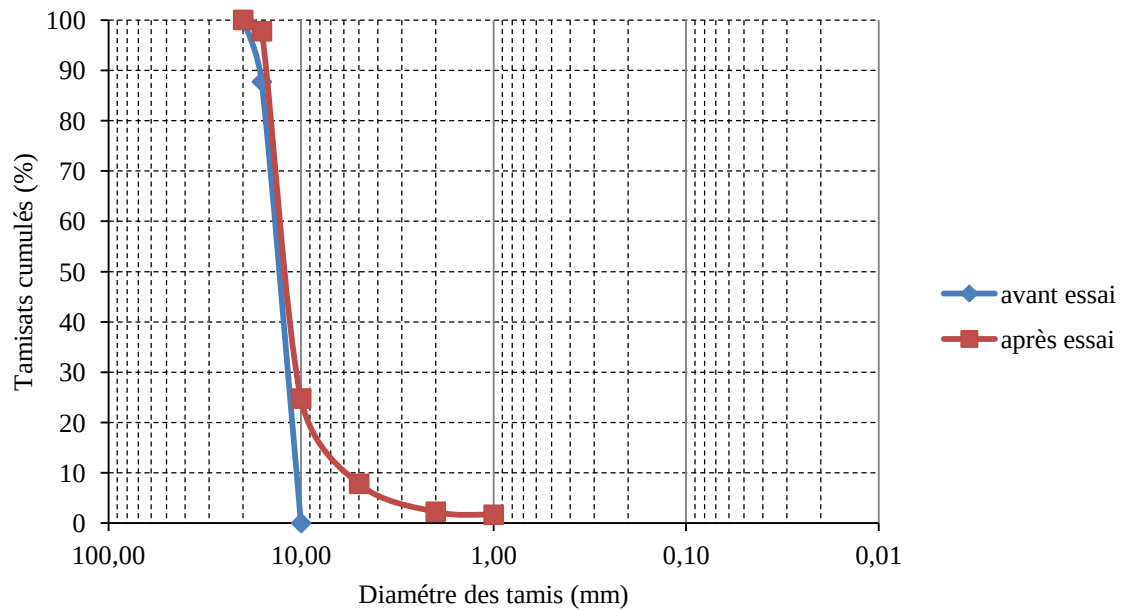


Figure V.12: Courbes granulométriques avant et après essai de la marne +50% de béton.

$$DG = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{6} = 1.83 \quad DG = 1.83$$

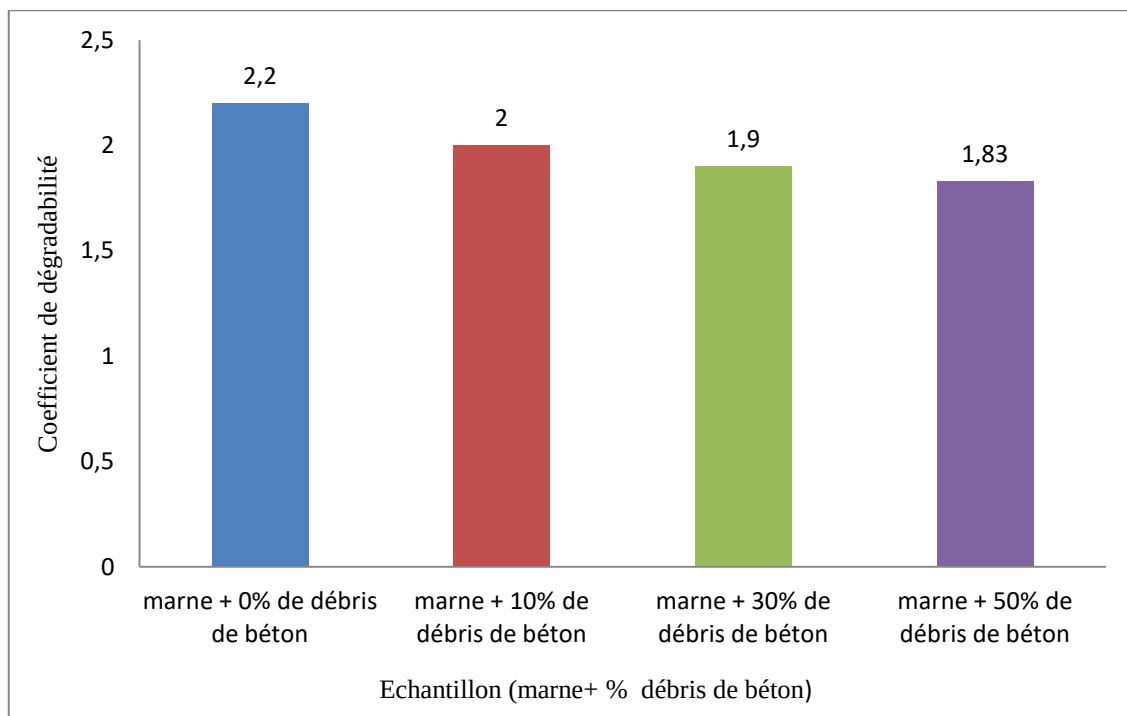


Figure V.13 : Résultats des essais de dégradabilité

Les résultats obtenus à l'issue des différents essais permettent de constater que l'ajout des débris de brique améliore la résistance des mélanges à la dégradabilité. En effet, DG passe de 2.2 (cas de la marne seule) à 1.83 (cas de la marne + 50% de béton). Ainsi, les matériaux étudiés sont considérés peu dégradables et leur utilisation en couches de chaussées, particulièrement en couches inférieures (couches de forme, couches de fondations) peut être recommandée.

V.5. ESSAI DE FRAGMENTABILITE (NF P 94-066)

V.5.1. Principe de l'essai

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

- Etre affectés par le trafic de chantier
- Etre 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 :

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

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 :

- Marne seule ;
- Marne + 10% de débris de béton ;
- Marne + 30% de débris de béton ;
- Marne + 50% de débris de béton.

V.5.4. Résultats des essais

- Marne seule

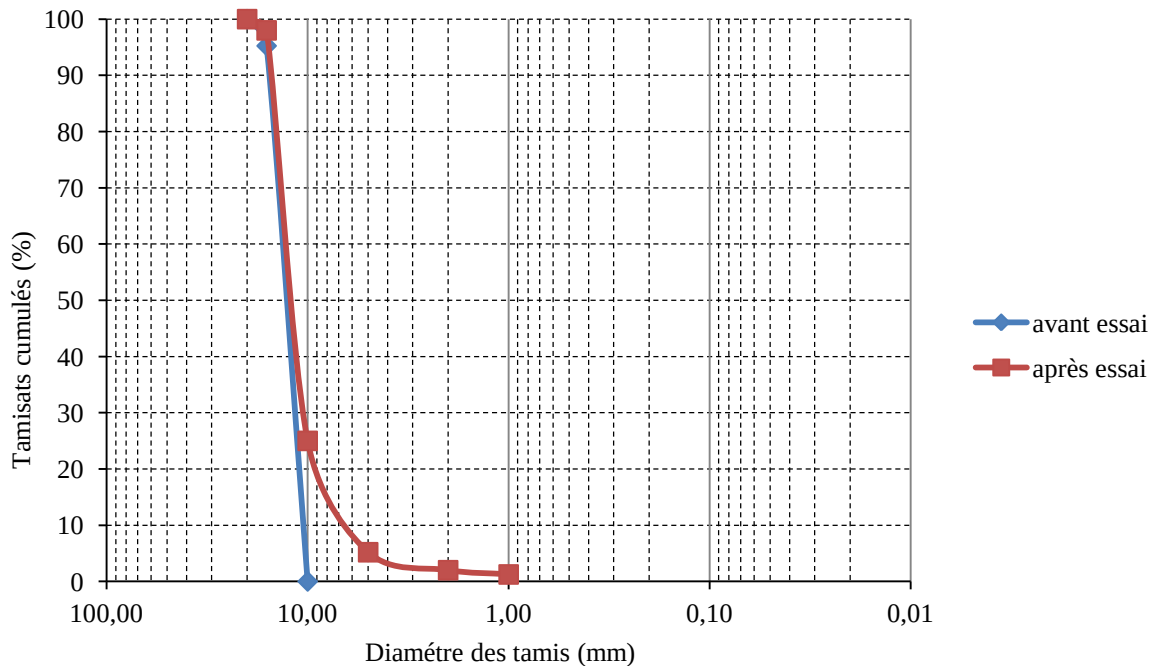


Figure V.14 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne.

Le coefficient de fragmentabilité FR est déterminé par la relation suivante :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5} = 2.2 \quad FR = 2.2$$

Tableau V.8: 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.8 nous déduisons que la marne est un matériau peu fragmentable (FR = 2.2 < 7)

- **Mélange de marne + 10% de débris de béton**

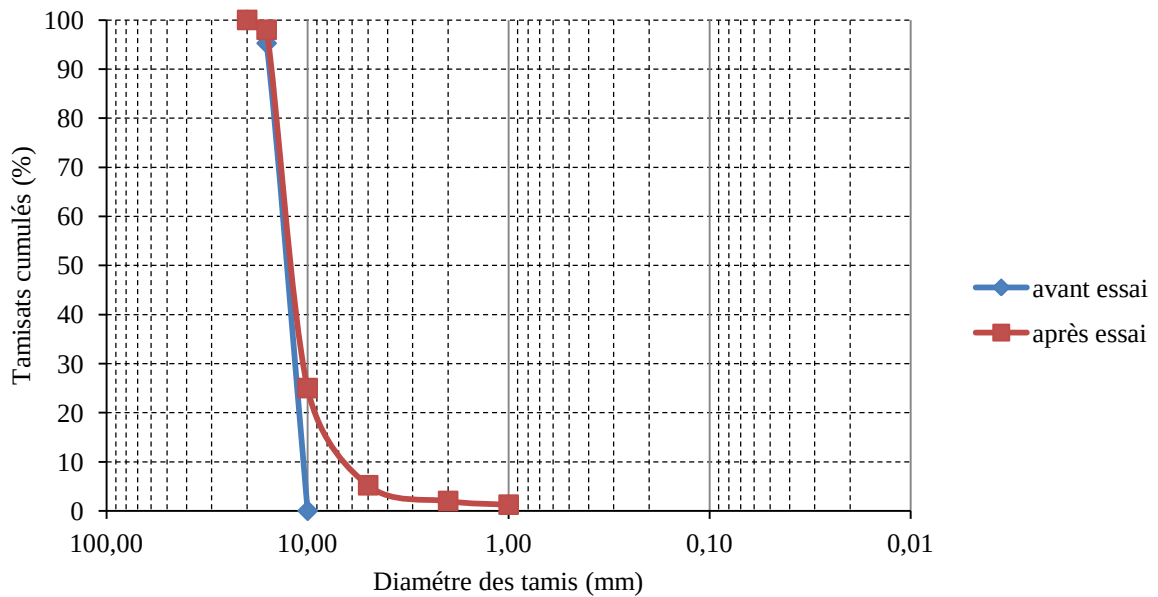


Figure V.15: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 10% de béton.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{5.4} = 2.03 \quad FR = 2.03$$

- **Mélange de marne + 30% de débris de béton**

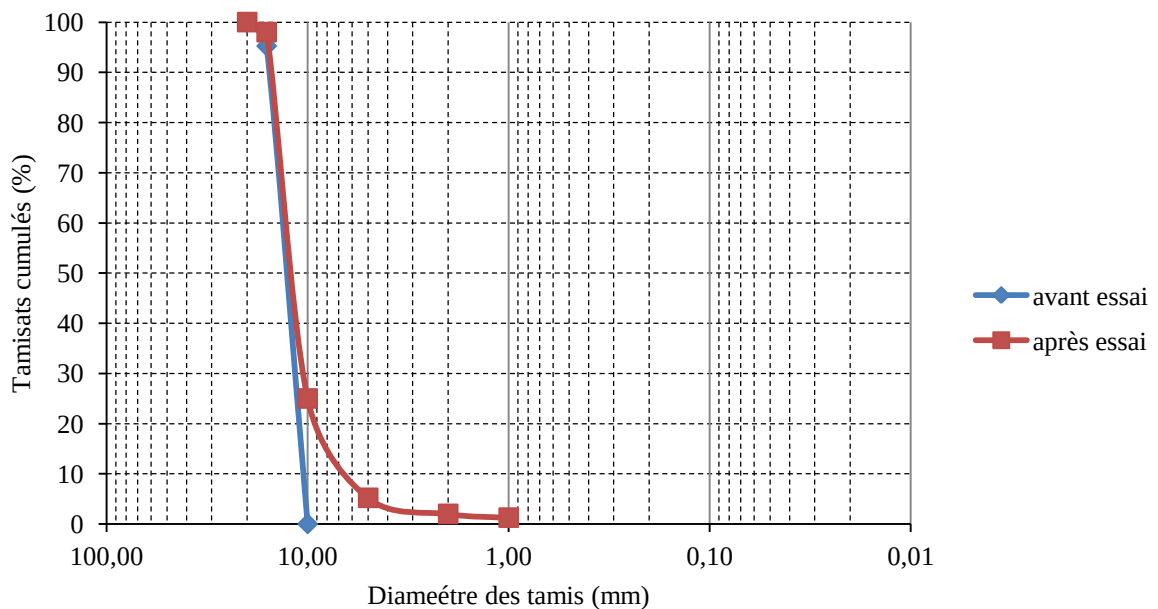


Figure V.16: Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 30% de béton.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{6} = 1.83 \quad FR = 1.83$$

• Mélange de marne + 50% de débris de béton

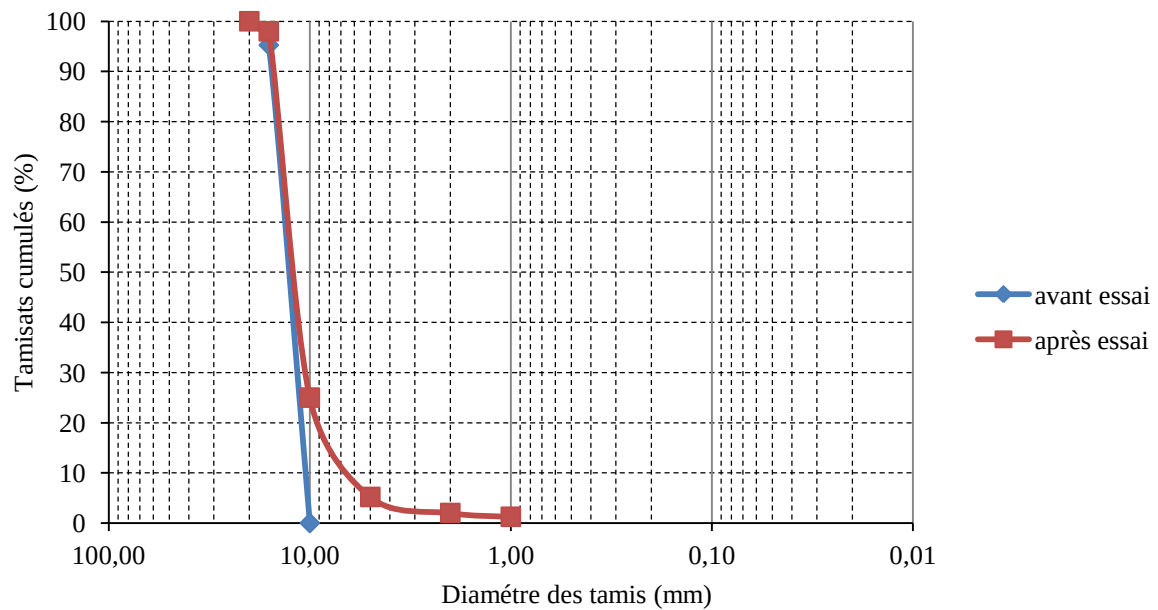


Figure V.17 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage de la marne + 50% de béton.

$$FR = \frac{D_{10} \text{ du matériau avant essai}}{D_{10} \text{ du matériau après essai}} = \frac{11}{6.8} = 1.61 \quad FR = 1.61$$

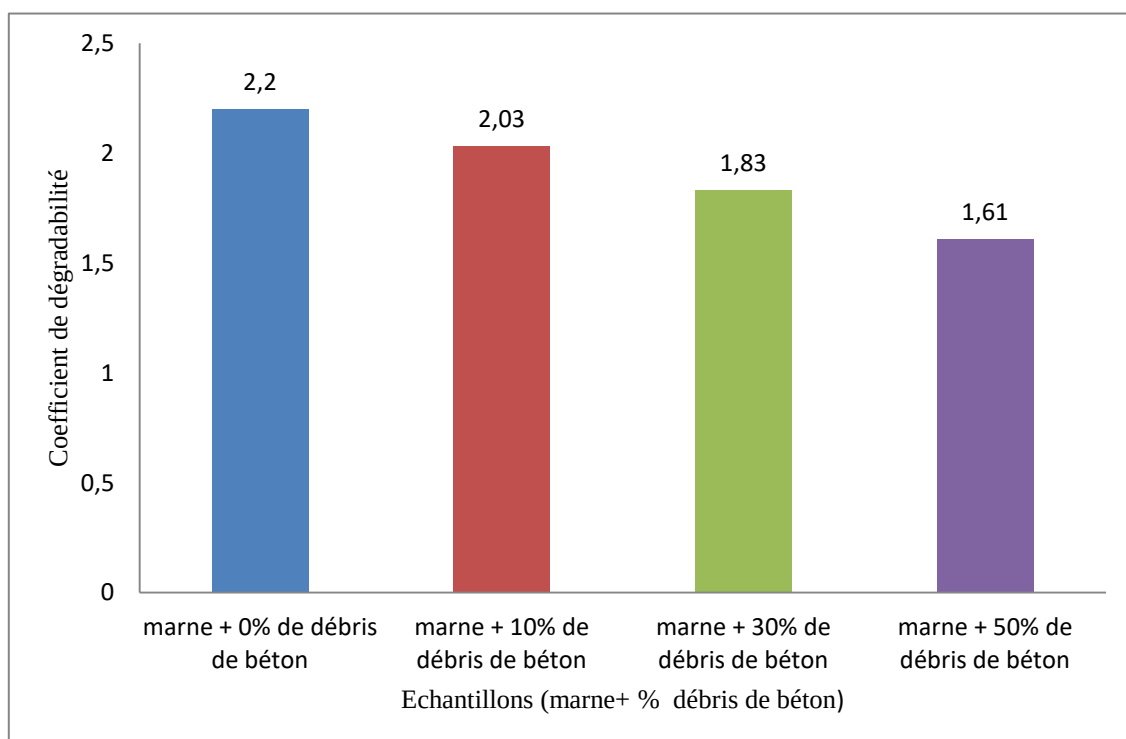


Figure V.18 : Résultats des essais de fragmentabilité.

En se référant aux valeurs obtenues à l'issue des essais de fragmentabilité, nous déduirons que la marne étudiée fait partie des matériaux rocheux peu fragmentables, ($FR = 2.2 < 7$). Toutefois, les ajouts des débris de béton améliorent sensiblement la résistance à la fragmentation des mélanges. En effet, FR passe de 2.2 pour la marne seule à 1.61 pour le mélange de marne avec 50% de béton.

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

V.6. CONCLUSION

Les essais routiers que nous avons présentés dans ce chapitre (Los Angeles, Micro Deval, fragmentabilité et dégradabilité) montrent que l'ajout des débris de béton améliore nettement le comportement des mélanges étudiés sous différentes sollicitations routières. De tels mélanges peuvent être proposés pour une utilisation en couches inférieures de chaussées (couche de fondations et couche de base) de faible à moyen trafic, à condition d'obtenir des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations.

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 avec ce type de matériaux.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce travail s'inscrit dans une démarche générale de recyclage et de valorisation de matériaux locaux pour des applications dans le domaine du génie civil et des travaux publics. Il étudie plus précisément la faisabilité d'élaborer un matériau à base de marne et de débris de béton, destiné aux couches inférieures de chaussées.

Les matériaux étudiés (la marne et les débris de béton) 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 béton ;
- Facilité de préparation ;
- Economie de transport et de temps (matériaux locaux) ;
- Préservation de l'environnement.

Les résultats obtenus à l'issu des essais réalisés sur des échantillons reconstitués à base des matériaux cités permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les mélanges étudiés présentent des densités sèches légèrement réduites par rapport à la marne seule, Toutefois, elles restent satisfaisantes (supérieures à 1.8) au regard des seuils fixés par les normes pour les matériaux routiers.
- L'ajout des débris de béton améliore nettement la portance des mélanges, même en présence d'eau après immersion. Ces résultats très intéressants dépassent les qualités attendues pour ces matériaux. De plus, les mélanges présentent un gonflement négligeable comparativement à la marne seule en présence d'eau, ce qui est un signe de stabilité et donc une qualité précieuse pour un matériau routier.
- Concernant la résistance aux chocs, les résultats obtenus révèlent des valeurs faibles à moyennes comparativement aux matériaux de référence. Cependant, la résistance à l'usure s'améliore avec l'augmentation de la teneur en débris de béton. Par ailleurs, les essais de dégradabilité et fragmentabilité indiquent que les matériaux marne et débris de béton sont peu

sensibles à la dégradation sous sollicitations hydriques et peu fragmentables sous sollicitations mécaniques.

Les mélanges étudiés (marne + débris de béton) présentent ainsi des comportements et des propriétés mécaniques très intéressantes, notamment pour de fortes teneurs en débris de béton (30 à 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 agressifs (gel-dégel,...).

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 béton 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. Ces derniers offrent un champ étendu de matériaux à recycler (béton, brique, verre, plastique...) dont l'utilisation peut être élargie dans plusieurs domaines de génie civil et des travaux publics, ce qui ouvre de nouvelles perspectives d'emploi.

D'autres possibilités d'utilisation de ces matériaux restent envisageables. Cela permettrait d'élargir la gamme des matériaux de construction, de réduire les déchets à la source et de promouvoir l'utilisation de 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.

ADEME, (2014).agence de l'environnement et de la maitrise de l'énergie. Les déchets.

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, Pages 151-168).

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.

Billet Q,(2015)."Valorisation des cassons de briques dans le parpaing". BILLET. Mémoire thèses, INSA de Strasbourg.

Bodin D, Chabot A, Pijaudier-Cabot G et Piau J.M, (2004). A continuum damage approach to asphalt concrete modelling. Journal ofEngineering 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.

Buffalo M, (1989). L'érosion des terres noires dans la région de Buech (Hautes-Alpes,France).Thèse de doctorat en géologie, Aix-Marseille III, p 230.

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.

CTPL, (2004). Centre technique et de promotion des laitiers sidérurgiques Laitier de Haut-Fourneau Vitrifié granulé ou bouleté.

Degoutte G, (2002). Petit barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et suivi.

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.

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

Guy D, (2007) Québec. Les granulats.

Hammar D et Mezini S, (1996). Identification et caractérisation mécanique de la marne de Tizi-Ouzou : Application au Domaine Routier. Mémoire d'ingénieure d'état en Génie Civil.

Hansen T.C, (1992). “Recycling of demolished concrete and masonry”, RILEM Report 06, Published by E & FN Spon, London.

Jean B, Hervé C et Philippe C, (2018). Livre : La route et ses 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.

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.

Mouliérac H et Prévost F, (2002). «Enrobée bitumineux » tome 1, Edition par la revue générale des routes et d'aménagements.

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 94-078 (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.
- Pejon J et Guignard D, (1997).** Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures, BELLETIN of the international Association of ENGINEERING GEOLOGY, Paris –N°55.
- Pimienta P et Remond S, (1997).** "Bétons de déchets : prévenir les risques", CSTB magazine, n° 109.
- Quebaud M, (1997).** "Caractérisation des granulats recyclés - Etude de la composition et du comportement de bétons incluant ces granulats", Thèse de doctorat, Université d'Artois, France.
- Robitaille V et Tremblay D, (1997).** Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.
- 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.
- Schmidt V, (1965).** Faciès, diagenesis and reservoir properties in the Gigas beds (upper Jurassic) Northwestern Germany in Dolomitization and Limestone diagenesis, Soc.Econ. Pal. Miner, Spec. Publ., 13, pp124-168.

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

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