

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

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

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



MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE
Spécialité : Génie civil
Option : Géotechnique et environnement



***VALORISATION DES DEBRIS DE VERRE
DANS LES CORPS DE CHAUSSEES
(Application au verre industriel)***

Présenté par :

M^{lle} BELHAOU CI SALIHA

Devant le jury composé de :

Mr MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr KHATTAOUI Mohammed	Professeur à l'UMMTO	Examineur.
Mr BOUDLAL Omar	Maitre de conférences B à l'UMMTO	Promoteur.

Année : 2014/2015

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, le clément et le miséricordieux, de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Je remercie également ma chère famille qui était mon bras de force.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur Mr Boudlal Omar, Maître de conférences à l'UMMTO pour ses conseils judicieux, pour ses qualités scientifiques et humaines, pour la disponibilité dont il a toujours fait preuve à mon égard, et pour m'avoir fait profiter de son expérience dans le domaine.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Mr MELBOUCI Bachir, Professeur à l'UMMTO et directeur du laboratoire LGEA, qui m'a honoré d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.

Je tiens également à remercier Mr KHATTAOUI Mohammed Professeur à l'UMMTO, pour avoir accepté de juger ce travail.

Mes chaleureux remerciements sont adressés à Mr BOUKHERROUB Med Ameziane, ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil, pour sa disponibilité et son aide par des conseils et des astuces dans la partie expérimentale.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Liste des principales notations et indices

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

1.1 Introduction.....	4
1.2 Définition d'une chaussée	4
1.3 Constitution et rôle d'une chaussée (les différentes couches).....	5
1.3.1Le sol support.....	6
1.3.2La couche de forme.....	6
1.3.3La couche d'assise	6
a) Couche de fondation.....	6
b) Couche de base.....	6
1.3.4 La couche de surface.....	6
c) La couche de liaison.....	6
d) d) couche de roulement.....	6
1.4 Les matériaux routiers.....	7
1.4.1Classification des matériaux.....	7
a) Les matériaux de carrière.....	7
b) Les matériaux roulés.....	7
1.4.2 Caractéristiques géométriques des granulats routiers.....	7
1. Etat de surface des granulats.....	8
2. Angularité des granulats.....	8
3. La forme des granulats.....	8
4. La granularité des granulats.....	9
1.4.3 Les matériaux utilisés dans les couches d'assise.....	9
1. Les graves non traités.....	9
2. Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques(ou liants blancs).....	10
3. Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés(ou liants noirs).....	11

4. Bétons de ciment.....	11
1.5 Les différentes structures de chaussées.....	11
1.5.1 Les chaussées souples.....	11
1.5.2 Les chaussées semi-rigides des épaisses (ou à assise traitée aux liants hydraulique).....	13
1.5.3 Les chaussées rigides (ou en béton de ciment).....	14
1.5.4 Les chaussées bitumineuses épaisses.....	16
1.5.5 Les chaussées à structure mixte.....	16
1.5.6 Les chaussées à structure inverse.....	17
1.6 Le dimensionnement des chaussées.....	17
1.6.1 Facteurs à considérer dans le dimensionnement de la chaussée	18
1.6.2 Démarche et méthodes pratiques de dimensionnement.....	18
a) Démarche.....	18
b) Modélisation.....	19
c) Vérification de la structure.....	19
d) Méthode pratique de dimensionnement.....	19
1.7 Les dégradations des chaussées.....	19
a) Les dégradations d'arrachement.....	20
b) Les mouvements de matériau.....	20
c) Les fissures.....	21
d) Les dégradations de déformation.....	22
1.8 Conclusion.....	22

CHAPITRE II : RECYCLAGE ET MATERIAUX RECYCLES

2.1 Introduction.....	23
2.2 Les filières de valorisation.....	24
a) Valorisation de la matière.....	24
b) Valorisation énergétique.....	24
c) Valorisation agronomique.....	24
2.3 Les matériaux recyclés	24
2.3.1 Papier-carton	25
2.3.2 L'acier et l'aluminium.....	26
2.3.3 Les bois.....	27
2.3.4 Pneus usagés et déchets plastiques	27

2.3.5 Le recyclage du verre.....	28
2.3.5.1 Origines du verre recyclé.....	29
a) le verre ménager.....	29
b) le verre industriel.....	30
2.3.5.2 L’histoire du recyclage du verre.....	30
2.3.5.3 Avantage du recyclage du verre.....	31
2.3.5.4 Travaux réalisés sur le verre recyclé.....	32
1) Premier chantier utilisant du verre recyclé.....	32
2) Les résultats d’études.....	32
2.3.5.5 Domaines d’utilisations, (quelques exemples).....	33
a) Utilisation en matériaux de construction.....	33
b) Utilisation en isolation.....	34
c) Utilisation dans les céramiques.....	35
d) Utilisation dans les peintures.....	35
e) Utilisation en filtration.....	35
2.3.5.6 Propriétés physiques des débris de verre en géotechnique.....	36
2.4 Conclusion.....	38
CHAPITRE III : ESSAIS D’IDENTIFICATION ET PREPARATION DES ECHANTILLONS	
3.1 Introduction.....	39
3.2 Les matériaux utilisés.....	39
3.3 Essais d’identification.....	40
3.3.1 Teneur en eau.....	40
3.3.2 Les masses volumiques.....	41
a) La masse volumique sèche ().....	41
b) La masse volumique humide	41
c) La masse volumique des particules solides	41
3.3.3 Indices des vides, degrés de saturation, et porosité.....	42
3.4 Équivalent de sable.....	44
3.5 Analyse granulométriques Granulats routiers.....	45
a) Granulats routiers	45
b) Verre.....	47
3.6 Quelques propriétés du verre.....	49

3.7 Préparation des échantillons.....	49
3.8 Conclusion.....	50

CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

4.1 Introduction.....	51
4.2 Définition.....	51
4.3 Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages.....	52
4.4 Les difficultés de compactage au laboratoire	52
4.5 Paramètres influençant le compactage.....	52
4.5.1 Teneur en eau.....	53
4.5.2 Nature du sol (granulométrie).....	54
4.5.3 Énergie de compactage.....	55
4.5.4 Nombres du passe du compacteur.....	56
4.6 Le compactage en laboratoire	56
4.7 L'essai Proctor.....	56
4.7.1 Définition.....	56
4.8 L'essai Proctor modifié	58
4.8.1 But de l'essai.....	58
4.8.2 Principe.....	58
4.8.3 Matériel utilisé.....	59
4.8.4 Mode opératoire	60
a) Choix du type de moule.....	60
b) Exécution de l'essai.....	60
4.8.5 Expression des résultats.....	61
4.9 Essais de portance CBR (Californian Bearing Ratio).....	71
4.9.1 But de l'essai.....	71
4.9.2 Principe de l'essai.....	72
4.9.3 Mode opératoire.....	73
a) Préparation des échantillons.....	73
b) Exécution de l'essai.....	73
4.9.4 Exécution du poinçonnement.....	73
❖ Détermination de l'indice CBR immédiat.....	73
❖ Détermination de l'indice portant immédiat (IPI).....	74

❖ Détermination de l'indice CBR après immersion (CBR_{imm}).....	74
4.9.5 Résultats et discussions.....	76
4.10 Interprétation des résultats	79
4.11 Autres essais routiers.....	80
4.11.1 Essai Micro Deval.....	80
4.11.2 Essai Los Angeles.....	81
4.12 Conclusion.....	83
 CHAPITRE V : ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT À LA BOITE DECASAGRANDE	
5.1 Introduction.....	84
5.2 Notion de résistance au cisaillement.....	84
5.3 But de l'essai.....	85
5.4 Paramètres c et ϕ pour différents sols et différents types d'essais.....	86
• Cas des Sols pulvérulents.....	86
• Cas des Sols cohérents et frottants.....	86
• Cas des sols purement cohérents	87
5.5 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement.....	88
5.5.1 Dans les sols cohérents et frottants	88
5.5.2 Dans les sols pulvérulents.....	89
5.6 Appareillage.....	89
5.7 Principe de la méthode.....	89
5.8 Mode opératoire.....	90
5.9 Déroulement de l'essai.....	91
5.10 Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement.....	91
• Avantage	92
• Inconvénients	92
5.11 Expression des résultats.....	92
5.12 Présentation et discussion des résultats.....	92
5.13 Conclusion.....	103
 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	 104

Références bibliographiques

Liste des principales notations et indices

W : Teneur en eau naturelle ;

W_{optm} : Teneur en eau de l'optimum ;

Mh : Masse humide ;

Ms : Masse des grains solides ;

ρ_d : La masse volumique sèche ;

ρ_h : La masse volumique humide ;

ρ_s : La masse volumique des particules solides ;

ρ_w : masse volumique de l'eau ;

e : l'indice des vides ;

S_r : Le degré de saturation ;

n : La porosité ;

ES : Equivalent de sable ;

C_u : Le coefficient d'uniformité ;

C_c : Le coefficient de courbure ;

γ_d : La densité sèche ;

IPI : l'indice Portant immédiat ;

Δh : la variation de hauteur mesurée ;

H : hauteur initiale de l'éprouvette ;

G : Gonflement linière relatif ;

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

ϕ : angle de frottement interne ;

c : cohésion ;

ϕ' : angle de frottement effectif ;

c' : cohésion drainée ;

C_u : Cohésion apparente ;

ϕ_u : Angle de frottement apparent ;

L = longueur de la boîte de cisaillement ;

ΔL : déplacement horizontale ;

S_c : la section corrigée ;

ε_v : La variation de volume en pourcentage (%) ;

ΔV : variation volumique ;

τ : La contrainte tangentielle ;

T : la force de cisaillement ;

ε_h : la déformation horizontale ;

σ : la contrainte normale appliquée.

Liste des Figures

Chapitre I

- Figure I.1 : Profil en travers type d'une route (Joseph ABDO et al, 2009).
- Figure I.2 : Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).
- Figure I.3 : Les constituants d'une chaussée souple (LCPC, 1994).
- Figure I.4 : Schématisation du fonctionnement des chaussées souples.
- Figure I.5 : les différentes causes d'orniérage des chaussées souples.
- Figure I.6 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (LCPC, 1994).
- Figure I.7 : Schématisation du fonctionnement des chaussées semi-rigides.
- Figure I.8 : Dalles non goujonnées avec fondation.
- Figure I.9 : Dalles goujonnées avec fondation.
- Figure I.10 : Dalles sans fondation.
- Figure I.11 : Béton armé continu 1.
- Figure I.12 : Béton armé continu 2.
- Figure I.13 : Chaussées bitumineuses épaisses (LCPC, 1994).
- Figure I.14 : Chaussées à structure mixte (LCPC, 1994).
- Figure I.15 : Chaussées à structure inverse (LCPC, 1994).
- Figure I.16 : Fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante.
- Figure I.17 : dégradation d'arrachement (LCPC, 1998).
- Figure I.18 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).
- Figure I.19 : L'orniérage (LCPC, 1998).

Chapitre II

- Figure II.1 : Décharges anarchiques de déchets inertes.
- Figure II.2 : Déchets en bois (www.emwelt.lu)
- Figure II.3 : Pneus et autres déchets en caoutchouc et plastique (www.emwelt.lu)
- Figure II.4 : Le verre de construction, déchet inerte.
- Figure II.5 : Bouteilles de verre dans les déchets ménagers (www.emwelt.lu)
- Figure II.6 : Débris du verre industriel

Chapitre III

Figure III.1 : Débris de verre industriel et granulats naturels routiers.

Figure III.2 : matériels d'essai au pycnomètre en acier.

Figure III.3 : les étapes d'essai d'équivalent de sable

Figure III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.

Figure III.5 : Courbe granulométrique des granulats routiers utilisés

Figure III.6 : Préparation et tamisage du verre.

Figure III.7 : Courbe granulométrique des débris de verre.

Chapitre IV

Figure IV.1 : Variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau au cours du compactage.

Figure IV.2 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Figure IV.3 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

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

Figure IV. 5 : Exécution de l'essai Proctor.

Figure IV .6 : Courbe Proctor des Granulats routiers seuls (G.R).

Figure IV .7 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 10% verre.

Figure IV .8 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 20% verre.

Figure IV .9 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 30% verre.

Figure IV .10 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 40% verre.

Figure IV .11 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 50% verre.

Figure IV .12 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 60% verre.

Figure IV.13 : Courbe Proctor comparative des différents mélanges en fonction de la teneur en verre.

Figure IV.14 : Évolution des densités sèches maximales en fonction de la teneur en verre.

Figure IV .15 : Évolution des teneurs en eau optimale en fonction de la teneur en verre.

Figure IV.16 : Appareillage de poinçonnement CBR.

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

Figure IV.18 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des IPI.

Figure IV.19 : Résultats des essais CBR (l'indice Portant immédiat : IPI).

Figure IV.20 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des CBRimm.

Figure IV.21 : Résultats d'essai CBR après immersion.

Figure IV. 22: Machine de l'essai Micro-Deval.

Figure IV.23 : Machine de l'essai Los Angeles.

Chapitre V

Figure V.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure V.2 : Droite intrinsèque

Figure V.3 : Droite intrinsèque deux catégories de sols.

Figure V.4 : Droite intrinsèque des sols purement cohérents.

Figure V.5 : Schéma de la boîte de cisaillement.

Figure V.6 : Mode opératoire du cisaillement.

Figure V.7 : Cisaillements de l'échantillon granulats routiers + verre.

Figure V.8 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 0% de verre).

Figure V.9 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 0% de verre).

Figure V.10 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 0% de verre).

Figure V.11 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 10% de verre).

Figure V.12 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 10% de verre).

Figure V.13 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 10% de verre).

Figure V.14 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 20% de verre).

Figure V.15 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 20% de verre).

Figure V.16 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 20% de verre).

Figure V.17 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 30% de verre).

Figure V.18 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 30% de verre).

Figure V.19 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 30% de verre).

Figure V.20 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 40% de verre).

Figure V.21: Courbes de variations de volume (granulats routiers + 40% de verre).

Figure V.22 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 40% de verre).

Figure V.23 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 50% de verre).

Figure V.24 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 50% de verre).

Figure V.25 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 50% de verre).

Figure V.26 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 60% de verre).

Figure V.27 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 60% de verre).

Figure V.28 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 60% de verre).

Figure V.29 : Évolution de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de verre.

Figure V.30 : Évolution de la cohésion en fonction du pourcentage de verre.

Figure V.31 : Courbes comparatives à $\sigma = (100\text{KPa})$.

Figure V.32 : Courbes comparatives à $\sigma = (200\text{kPa})$.

Figure V.33 : Courbes comparatives à $\sigma = (300\text{kPa})$.

Liste des Tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Quantité recyclée des emballages (Verre, plastique, Aluminium) (<http://www.bafu.admin.ch>).

Tableau II.2 : résultats des essais réalisés sur les matériaux de l'étude.

Tableau II.3 : Résultats des tests physiques réalisés par Wartman sur les débris de verre.

Chapitre III

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

Tableau III.2 : Classification selon la masse volumique sèche.

Tableau III.3 : Classification selon le degré de saturation.

Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats d'essais d'identification.

Tableau III.5 : Résultat de l'analyse granulométrique des granulats routiers.

Tableau III.6 : Résultats de l'analyse granulométrique des débris de verre.

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (AFNOR, 1999).

Tableau IV.2 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes.

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers seuls.

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 10% de verre.

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 20% de verre.

Tableau IV.6 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 30% de verre.

Tableau IV.7 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 40% de verre.

Tableau IV.8 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 50% de verre.

Tableau IV.9 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 60% de verre.

Tableau IV.10 : Évolution des teneurs en eau optimales et densités sèches optimale en fonction de la teneur en verre.

Tableau IV.11 : Résultats des essais CBR.

Tableau IV.12 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

Tableau IV.13 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).

Tableau IV.14 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).

Tableau IV.15 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure.

Chapitre V

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

Introduction générale

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

D'après une étude réalisée en 2000 par l'UNICEM (Union Nationale des industries de carrières et matériaux de construction), 200 millions de tonnes de granulats naturels sont utilisés chaque année en France par l'industrie routière avec une augmentation de 4% par an. Les ressources naturelles s'amenuisent et la demande augmente. Nous sommes ainsi, face à une situation de surexploitation des carrières, qui entraîne un problème environnemental réel.

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

Ce mémoire cherche à mettre en évidence, la possibilité d'utiliser les débris de verre industriel comme granulats pour les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base). Ceci est fait à base de mélanges de granulats routiers naturels à différentes proportions de verre.

La valorisation du verre s'inscrit dans un schéma de développement durable, elle répond aux normes environnementales visant à supprimer ou du moins à limiter les décharges de ce type de matériaux, tout en étant un outil de développement local et de création d'emplois. Les enjeux d'une valorisation locale du verre sont nombreux à commencer par la diminution du tonnage des déchets mis en décharge et de afférents coûts, la réduction des inconvénients associés au verre (tessons, incendies de décharge), le développement de nouvelles filières économiques sur le territoire et l'économie de matière première (carrières de grave).

Dans ce travail, les mélanges (granulats routiers+ verre) préparés sont soumis après identification 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 et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Les résultats obtenus sur les différents mélanges, sont ensuite comparés aux résultats obtenus sur des granulats routiers naturels seuls soumis aux mêmes essais et réalisés dans les mêmes conditions de laboratoire.

Le présent mémoire est en cinq chapitres, récapitulés par des conclusions et quelques perspectives.

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

Le deuxième chapitre, définit essentiellement le recyclage et les différents matériaux recyclés. Il est fixé principalement sur le recyclage du verre, particulièrement le verre industriel (les travaux réalisés sur le recyclage de verre et les domaines d'utilisation).

Le chapitre trois entame la partie expérimentale de ce travail. Il est consacré aux différents essais d'identification sur les matériaux utilisés (granulats naturels routiers et débris de verre industriel), afin de déterminer leurs caractéristiques physiques. Une interprétation des résultats des essais est également donnée dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre comporte la première série d'essai mécanique (les essais de compactage Proctor et des essais de portance CBR après immersion). Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des mélanges étudiés au compactage, ainsi que leur portance sous la circulation des engins et sous les plus mauvaises conditions hygrométriques. Sont présentés ainsi, les différents modes opératoires, les résultats d'essais et les différentes comparaisons sous forme de tableaux et de courbes avec les interprétations correspondantes.

Dans le cinquième chapitre, nous avons présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ce type d'essais permet d'étudier la résistance au cisaillement des différents mélanges et de déterminer les caractéristiques mécaniques c et ϕ . Sont présentés

ainsi, le but et le principe de l'essai, l'appareillage, le mode opératoire, ses avantages et ses inconvénients, et enfin, les principaux résultats obtenus.

Enfin, le présent mémoire sera terminé par une conclusion générale dans laquelle nous avons synthétisé les principaux résultats de cette étude et donner des perspectives pour de futures recherches.

Chapitre I

Généralités sur les chaussées

1.1. Introduction

Depuis la nuit des siècles, les romains construisaient les chaussées, pour la circulation impériale, avec un objectif essentiellement militaire, celui de permettre un déplacement rapide des légions en différents points de l'empire, et cela quelles que soient les conditions météorologiques. Les chaussées de cette époque constituaient les dallages d'une superposition de couches d'épaisseurs différentes, Cette superposition a été transmise aux chaussées actuelles qui présentent une structure multicouche surmontant un ensemble appelé plate forme support de chaussée.

L'utilisation des pavés ne fut apparue qu'au XIXe siècle. Plus tard, avec l'apparition et l'accroissement du poids lourd, les structures à base de "hérisson" et de "macadam" étaient inventées et se composaient de bloc de 250 mm pour la première, de pierre cassée 40/70 pour la seconde.

La découverte du goudron a été un remède pour lutter contre les poussières par temps sec ; mais très vite après, on constata qu'il était glissant par temps de pluie, d'où l'ajout des gravillons.

Plus tard après les années cinquante, les anciennes solutions de type empierrement ou macadam se sont avérées insuffisantes, et on a été amené à généraliser l'emploi de matériaux agglomérés par un liant tant pour le corps de chaussée que pour la surface.

1.2. Définition d'une chaussée

Les chaussées ont été définies par Coquand (1978), comme étant la partie d'une voie de communication affectées à la circulation des véhicules. Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondations sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle – même. C'est cette partie qui nous intéresse particulièrement dans ce chapitre. La figure I.1, permet de montrer globalement le profil en travers type d'une route.

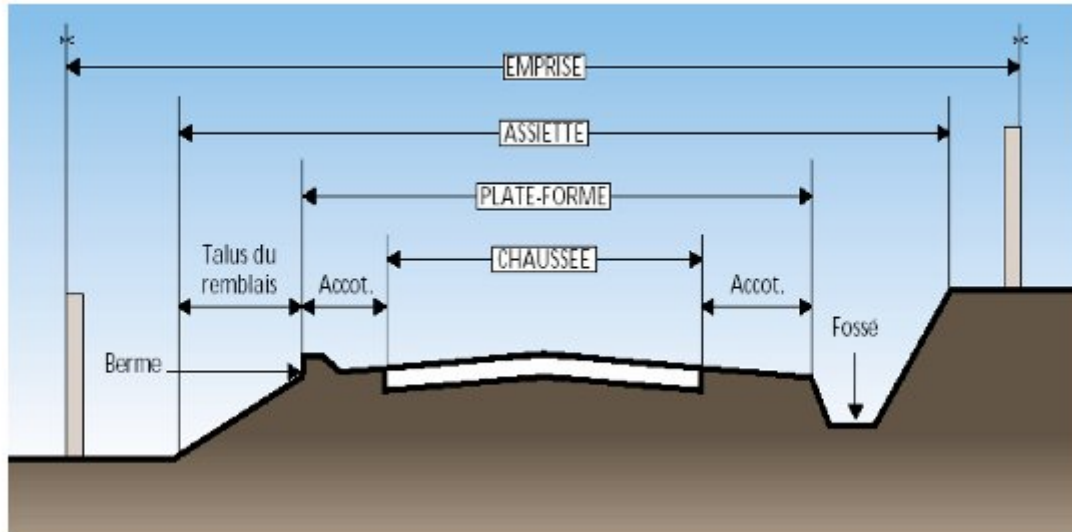


Fig I.1 : Profil en travers type d'une route (Joseph Abdo et al, 2009).

1.3. Constitution et rôle d'une chaussée (les différentes couches)

Vue leur rôle ; Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression verticale transmise au sol (Chebrek D. 2012).

Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques mécaniques croissantes (LCPC, 1994).

En général, on rencontre les couches suivantes à partir du sol :

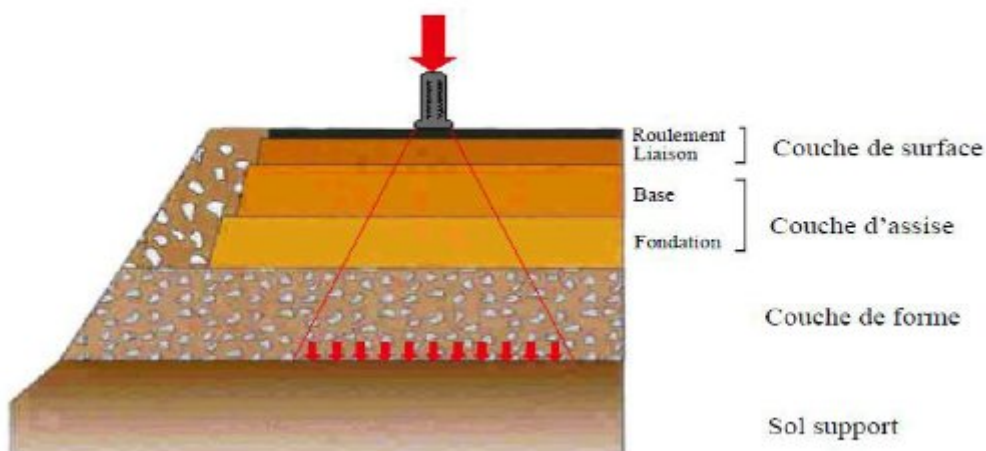


Fig I.2 : Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).

1.3.1. Le sol support : est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

1.3.2. La couche de forme : La couche de forme est un élément de transition qu'on l'introduit entre le sol support et les couches de sol afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol.

Cette couche, ne fait pas partie intégrante de la chaussée, elle peut constituer soit de matériaux grenus roulés ou concassés, soit de matériaux traités aux liants hydrauliques.

Elle a plusieurs fonctions :

- Lors des travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier.
- Elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

1.3.3. Les couches d'assise : Elles se décomposent deux sous-couches : la couche de fondation, surmontée de la couche de base.

a) Couche de fondation : elle est constituées de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit les pressions sur le support, afin de maintenir les déformations.

b) Couche de base : elle est 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.

1.3.4. La couche de surface : A son tour la couche de surface a généralement une structure bicouche :

c) La couche de roulement : c'est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat. On lui demande des qualités d'usage précises à savoir : une forte adhérence, une bonne drainabilité, un bon niveau d'uni et une réduction du bruit de roulement des véhicules. Selon les besoins, on utilise soit la technique des enrobés épais, soit celle des enrobés minces ou bien celle des enrobés très minces voire ultraminces.

d) La couche de liaison : l'apport structurel de cette couche est secondaire, elle est tributaire de la pérennité de la chaussée.

1.4. Les matériaux routiers

La norme française définit le granulat comme un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 80 mm, destiné notamment à la confection des mortiers et des bétons ainsi qu'à celle des couches de roulement, de base et de fondation des chaussées et aux voies ferrées (Jouffroy et Sauterey, 1991).

-Ils sont appelés fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballasts suivant leurs dimensions. Les granulats peuvent être d'origines diverses :

- Naturelles comme les alluvions ou les formations résiduelles,
- Provenir du concassage des roches massives comme (basalte, calcaire, grès, etc.) ; Artificiels ou provenant de sous-produits industriels.

1.4.1. Classification des matériaux

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

a) Les matériaux roulés

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

b) Les matériaux de carrière

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

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

1.4.2. Caractéristiques géométriques des granulats routiers

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

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

1. Etat de surface des granulats

Dans le cas des roches polycristallines ($\varnothing > 1$ mm), la rugosité dépend de la structure de la roche. Si le grain est monominéral ($\varnothing < 1$ mm), la surface est généralement lisse.

Pour les roches polycristallines, la rugosité dépend de la dimension « d » des cristaux. Plus une roche a un « grain fin », plus sa cassure est lisse. Par contre, les roches à « gros grain » ont toujours des surfaces rugueuses.

L'état de surface des grains joue un rôle au niveau de la maniabilité des matériaux, de la stabilité des assises non traitées et de la microrugosité des couches de surface. Cependant, l'action du trafic tend à polir la surface des grains, mais il est admis qu'une bonne microrugosité assure généralement une bonne adhérence à faible vitesse.

2. Angularité des granulats

Elle joue un rôle important pour les gravillons de la couche de roulement, en améliorant l'adhérence, et pour ceux des assises de chaussées, dont elle améliore la stabilité.

Pour un granulat concassé de roche massive, elle est égale à 100 %.

Pour un granulat d'origine alluvionnaire, elle est définie par deux données :

- l'indice de concassage IC , proportion en poids d'éléments supérieurs à la dimension D du granulat élaboré,
- le rapport de concassage RC , rapport entre d du matériau soumis au concassage et D du granulat obtenu.

Pour les assises de chaussées non traitées, l'angularité favorise les propriétés mécaniques en augmentant l'angle de frottement interne : celui-ci augmente d'environ 12° dans un essai triaxial quand on passe des billes de verre entièrement roulées aux billes de verre concassées. Pour les couches de roulement, ce facteur favorise l'adhérence pneumatique, la rupture du film d'eau et le drainage.

La maniabilité et la compactibilité sont également liées à l'angularité : le déplacement relatif des grains et leur mise en place sont facilités lorsqu'ils sont arrondis.

3. La forme des granulats

Elle joue un rôle important à la fois pour les granulats de la couche de roulement, des gravillons plats ayant tendance à se coucher au moment du compactage, et pour les matériaux d'assise, des granulats plats ou allongés réduisant la compacité et la stabilité.

Elle a aussi une grande influence sur les caractéristiques mécaniques des matériaux (Los Angeles, Micro-Deval, fragmentation dynamique).

4. La granularité des granulats

Elle caractérise la répartition du granulat en tranches dimensionnelles. La granularité a une importance primordiale car elle permet d'obtenir une compacité maximale et d'éviter la ségrégation au moment de la mise en œuvre.

La granularité que l'on peut maîtriser et optimiser pour tous les matériaux, apparaît comme le recours le plus général pour corriger les autres caractéristiques géométriques des granulats et dans une certaine mesure une résistance mécanique déficiente.

1.4.3. Les matériaux utilisés dans les couches d'assise

Il existe 4 matériaux différents grâce auxquels on peut former le corps de chaussée:

- Les graves non traitées
- Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques
- Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés
- Les bétons de ciment

1. Les graves non traités

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis les années 50, elle n'a pas cessé d'être améliorée afin de convenir à la demande actuelle. C'est un mélange à granularité continue de cailloux, de graviers et de sables, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines. On les obtient en concassant soit des pierres naturelles, ou alors des matériaux de récupération. La grave non traités doit, évidemment, répondre à un certain nombre de conditions, pour jouer parfaitement son rôle dans la chaussée:

Granularité : Elle est très importante, en effet, le comportement des grains lors du compactage dépend d'elle. Une compacité élevée assure une bonne stabilité et une bonne résistance à l'apparition des ornières, elle augmente aussi le module d'élasticité E et assure un meilleur étalement des charges sur le sol de fondation. C'est en fait la distribution dimensionnelle des grains du granulat. Elle est déterminée à la fabrication des granulats.

Angularité : Plus cette caractéristique est élevée, plus la stabilité de la chaussée sera bonne. C'est la proportion de granulats à arêtes vives. Elle est définie lors de la fabrication des granulats.

Forme : Elle résulte de la manière de fabrication des granulats et est définie par la grosseur et l'épaisseur.

Propreté : C'est un élément essentiel de la stabilité par temps humide. En effet, il représente le comportement du sol par rapport à l'eau. Cette 'propreté' est appréciée par l'essai d'équivalent de sable. C'est la proportion de fines (granulat de très petites dimensions) présentes dans et sur les granulats.

Dureté: Puisque rien ne lie les granulats, des efforts plus importants sont appliqués sur eux, ce qui fait que pour ne pas s'effondrer à la première charge trop grande, il leur faut certaines caractéristiques de dureté. Ce qui assure une bonne qualité de l'assise, même s'il y a beaucoup de trafic.

Qualité de la roche de départ: En effet, on ne peut pas prendre n'importe quelle roche pour fabriquer de la grave, car certaines caractéristiques de celle-ci (gélivité, résistance au polissage) dépendent directement de la roche. Donc, on doit bien faire attention lors du choix de la roche à concasser pour avoir les caractéristiques recherchées.

2. Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques(ou liants blancs)

Le liant permet de rigidifier la structure du grave et donc de lui assurer de meilleures caractéristiques. Lors des premières utilisations de cette méthode, on a utilisé le ciment comme liants, puis on a sans cesse amélioré les liants permettant d'accroître leur efficacité. Pour avoir un corps de chaussée valable qui résistera au trafic, de nombreux critères sont à prendre en compte:

Connaître précisément la composition des liants utilisés: Pour respecter cela, les liants sont fabriqués en centrale, où ils sont composés avec beaucoup de soin pour qu'ils respectent toujours les mêmes caractéristiques.

Ne pas mettre trop de liants dans la fabrication du matériau: Pour cela, il existe des normes qui permettent de fixer le pourcentage de liants de chaque sorte à utiliser.

Avoir un grave possédant les caractéristiques requises: En effet, il faut savoir que le liant poursuit son travail même quand la route est en circulation, c'est pourquoi la grave doit avoir certaines caractéristiques qui empêchent les problèmes dus à la prise du liant de se produire. Pour les déterminer, il existe une fois encore des normes qui permettent de déterminer quelles graves utilisées

3. Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés (ou liants noirs)

On utilise ici, comme liant du bitume soit sous forme de bitume pur ou sous forme d'émulsion.

Graves-bitume: C'est donc un mélange de graves et de bitume pur. Comme pour ce que nous avons vu précédemment, la grave et le bitume doivent avoir certaines caractéristiques. Par exemple, les granulats doivent avoir une certaine dimension (comprise dans une fourchette) pour obtenir les caractéristiques recherchées.

Sables-bitume: Ici, aussi certaines caractéristiques du sable et du bitume sont requises pour obtenir le mélange que l'on veut. On améliore les caractéristiques du sable en lui additionnant certains autres éléments, comme de la chaux, du ciment, ou même du sable broyé.

Graves-émulsion: Lorsqu'il est en émulsion, le bitume se fixe sur les éléments fins en constituant un mastic qui enchâsse les gros grains et les scelle entre eux. Le mélange sortant du malaxeur est très maniable et le reste jusqu'à la fin du compactage. Ce matériau est souvent utilisé pour les reprofiliages car elle peut être mise en œuvre en faible épaisseur et même se raccorder à zéro sur une chaussée déformée. On l'utilise également en renforcement et en couche de base. Il est bon de noter que c'est une technique peu coûteuse en énergie.

4. Bétons de ciment

Ce sont des mélanges, fabriqués en centrale, de granulats, de ciment et d'eau. Les bétons ont la propriété d'être maniables pendant un certain temps après leur fabrication, puis de durcir progressivement jusqu'à atteindre des résistances très élevées. Les particularités des bétons routiers ne sont pas différentes de celles des bétons utilisés dans d'autres applications.

1.5. Les différentes structures de chaussées :

Suivant la nature des matériaux, leur localisation dans la structure de chaussée et le niveau de trafic, on répertorie différentes familles de structures (LCPC, 1994)

1.5.1. Les chaussées souples

Chaussées dont les matériaux ne sont pas traités par un liant. Principalement utilisées pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds (moins de 200 poids lourds par jour). Elles sont constituées de couche bitumineuse inférieure à 15 cm, mais parfois limité à un enduit superficiel, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur 30 à 60 cm, compactées par couches de 20 à 30 cm.

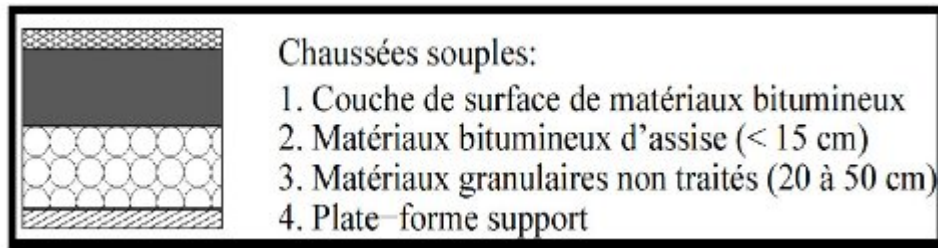


Fig I.3:Les constituants d'une chaussée souple (LCPC, 1994).

Sous la charge du trafic, chaque couche constituant cette chaussée transmet sur la couche suivante une charge uniformément répartie.

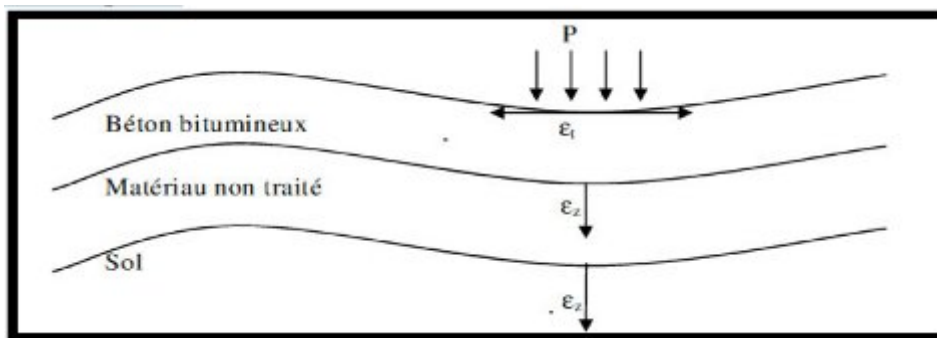


Fig I.4:Schématisation du fonctionnement des chaussées souples.

Les couches de cette structure sont disposées par ordre croissant de rigidité, du sol vers la surface de la chaussée. Les ordres de grandeur des modules sont de 50 MPa environ pour le sol et de 5 000 MPa environ pour l'enrobé.

Compte tenu de la faible épaisseur de la couverture bitumineuse des chaussées souples, les sollicitations dues au trafic se répercutent sur le support avec une faible dispersion horizontale; donc les contraintes verticales sont élevées et engendrent par leurs répétitions des déformations permanentes.

Sous ces sollicitations ainsi que sous les conditions d'environnement (les conditions hydriques) les chaussées souples constituées de matériaux non traités (assise en grave non traitée et sol support de chaussée) se dégradent en donnant deux modes de dégradation : l'orniérage à grand rayon, dû à l'accumulation des déformations permanentes et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse provoquée par les efforts répétés de traction-flexion.

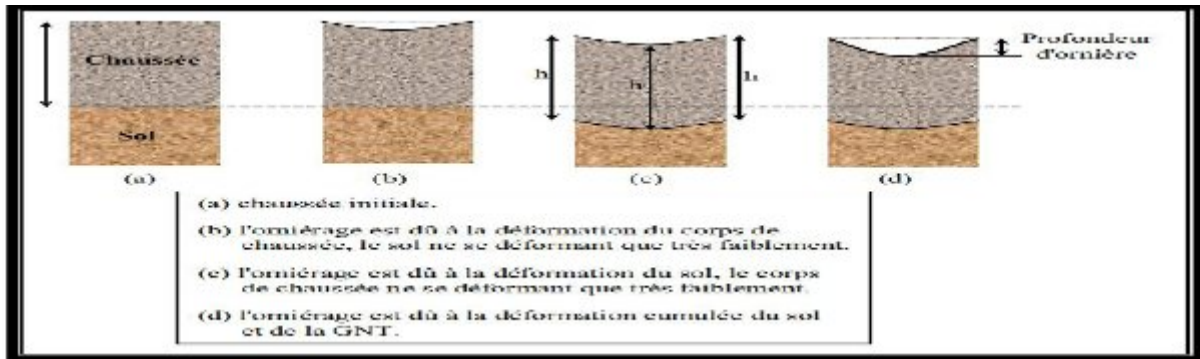


Fig I.5: Les différentes causes d'orniérage des chaussées souples.

Les essais réalisés par Lasen(1997) et Thyeste(1997) ont montré que la contribution de la couche GNT à l'orniérage est très importante et peut atteindre les 50% (cas (b) et (d)).

La sensibilité de ce type de structure aux variations de la teneur en eau est due à la perte de rigidité dans les matériaux non liés.

1.5.2. Les chaussées semi-rigides épaisses(ou à assise traitée aux liants hydrauliques)

Assise traitée aux liants hydrauliques de 20 à 50 cm avec une couche de surface en matériaux hydrocarbonés d'épaisseur 6 à 14 cm.

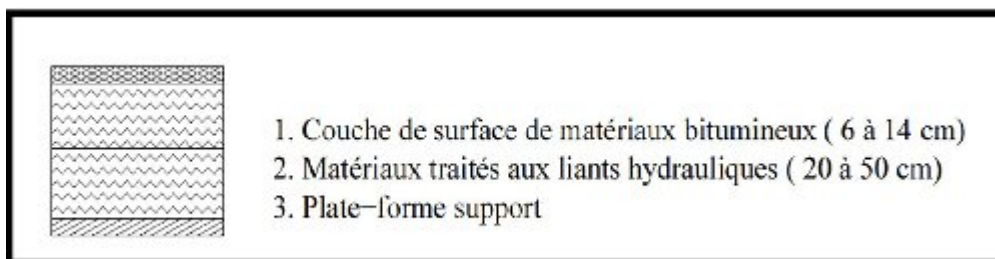


Fig I.6: Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (LCPC, 1994).

Ces chaussées sont qualifiées de semi-rigide. La grande rigidité des couches d'assise traitée limite les contraintes transmises aux couches de chaussée, elles sont par contre soumises à des contraintes de traction-flexion déterminantes pour leur dimensionnement.

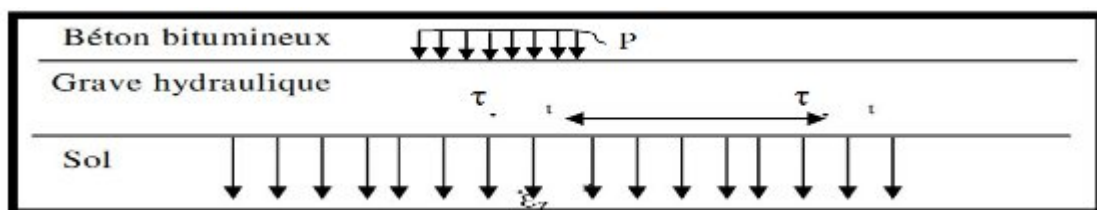


Fig I.7: Schématisation du fonctionnement des chaussées semi-rigides.

L'interface couche de surface-couche de base est une zone sensible car :

- elle est soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal.
- les centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de plus faible résistance.

Le phénomène de retrait est l'un des problèmes qu'on rencontre dans ce type de chaussées, malgré qu'il est empêché par le frottement entre la couche d'assise et le sol support jusqu'à la couche de roulement ; il remonte au travers la couche de roulement.

1.5.3. Les chaussées rigides (ou en béton de ciment)

Sont constituées d'une couche de béton de 15 à 40 cm recouverte d'une couche mince en enrobés bitumineux.

La couche de béton peut surmonter :

- une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment.
- une couche drainante en matériaux non traités
- une couche bitumineuse qui repose sur une couche de forme

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

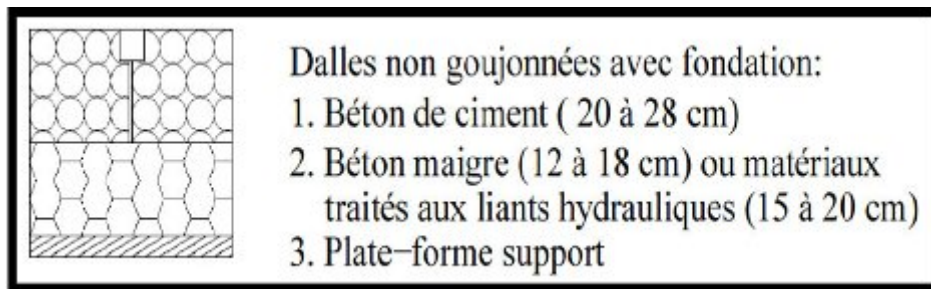


Fig I.8 : Dalles non goudonnées avec fondation.

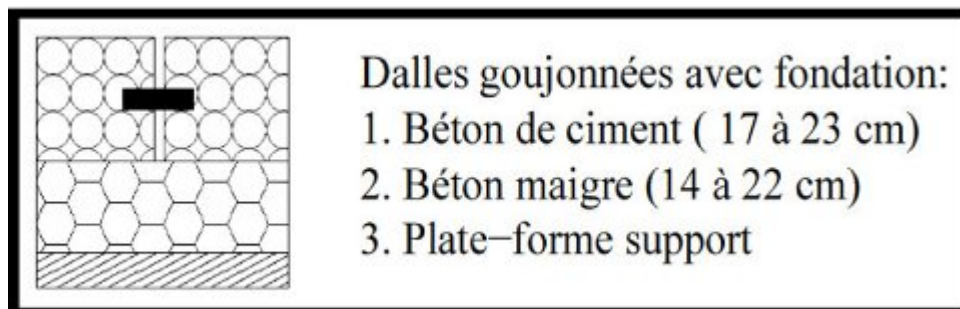


Fig I.9 : Dalles goudonnées avec fondation.

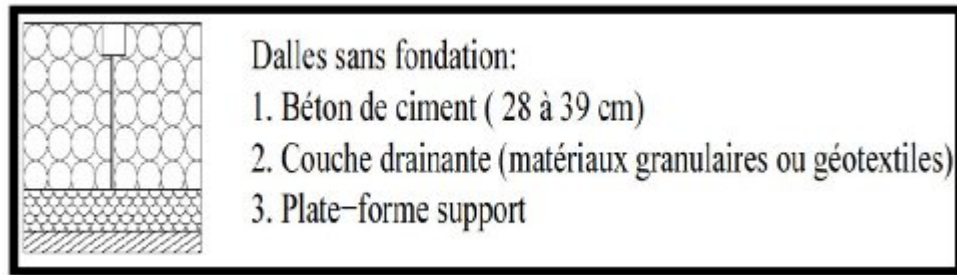


Fig I.10 : Dalles sans fondation.

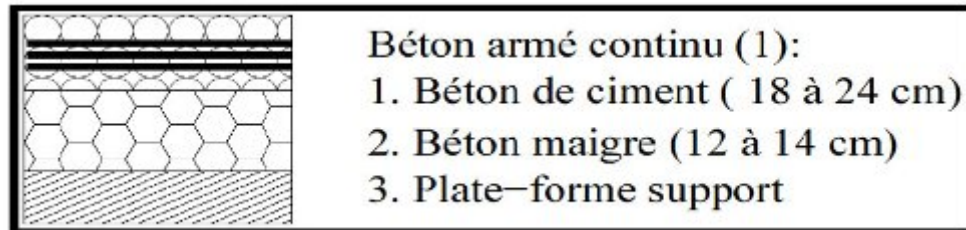


Fig I.11 : Béton armé continu1.

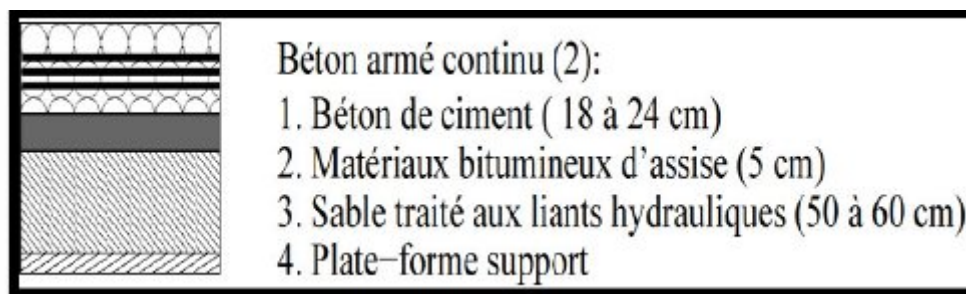


Fig I.12 : Béton armé continu 2.

Au regard du module d'élasticité élevé du béton armé, les sollicitations déterminantes sont celles de traction par flexion dans la dalle. La mise en œuvre du béton de ciment sur une longueur importante provoque l'apparition des fissures transversales suite au phénomène de retrait empêché. Pour tenir compte de ce phénomène, les derniers types de cette structure introduisent les notions de goujon ou de béton armé continu afin d'assurer une continuité mécanique au franchissement de la fissure.

1.5.4. 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 40cm (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 différent.

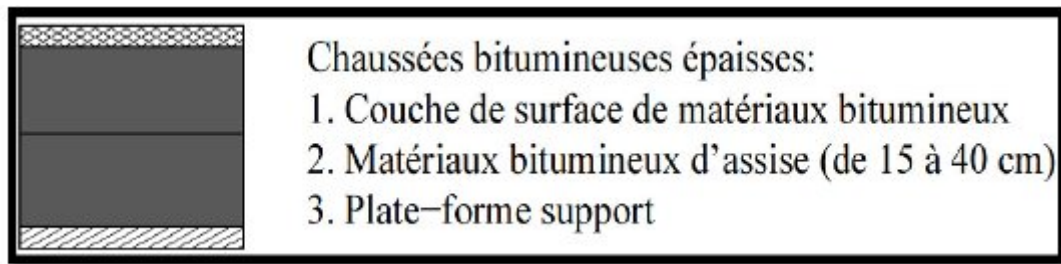


Fig I.13 : Chaussées bitumineuses épaisses (LCPC, 1994).

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.

1.5.5. Les chaussées à structure mixte

Comportent une couche de surface et une couche de base en matériaux bitumineux (10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). De plus, le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de la chaussée est de $\frac{1}{2}$.

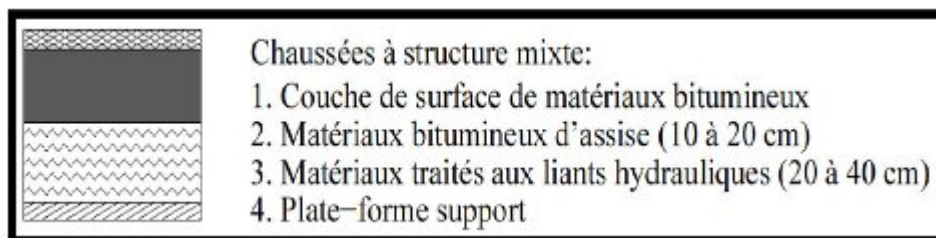


Fig I.14 : Chaussées à structure mixte (LCPC, 1994).

La couche de matériau traité aux liants hydrauliques placée en fondation, diffuse et atténue, du fait de sa raideur élevée, les efforts transmis au sol support. Elle constitue un support de faible déformabilité pour les couches supérieures de matériaux bitumineux. La faiblesse de ces structures tient dans la sensibilité des interfaces aux dilatations différentielles, les couches peuvent alors se décoller et les couches supérieures supporter des contraintes qui produisent leur destruction.

1.5.6. Les chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, 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.

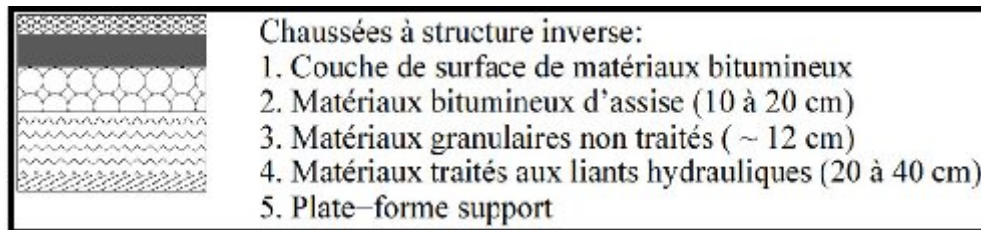


Fig I.15 : Chaussées à structure inverse (LCPC, 1994).

La couche intermédiaire en matériaux granulaires non traités est relativement déformable dans le sens horizontal, elle a pour fonction de limiter les fissures.

La dégradation de ces structures est provoquée par des orniérages limités et des fissures transversales de fatigue. La mise en œuvre est plus sensible aux imperfections que celles pourvues de couche collées, elles sont particulièrement sensibles à l'eau. En effet, la circulation de l'eau dans la couche intermédiaire conduit rapidement à la ruine des couches supérieures.

1.6. Le dimensionnement des chaussées

Le dimensionnement d'une structure de chaussée routière consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa vie.

La structure d'une chaussée routière doit résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et elle doit assurer la diffusion des efforts induits par ce même trafic dans le sol de fondation.

L'application d'une charge roulante induit ainsi une déformation en flexion des couches de la structure. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés.

Il existe différentes méthodes pour bien appréhender cette déformation. Elles donnent lieu ensuite à différents modèles de dimensionnement.

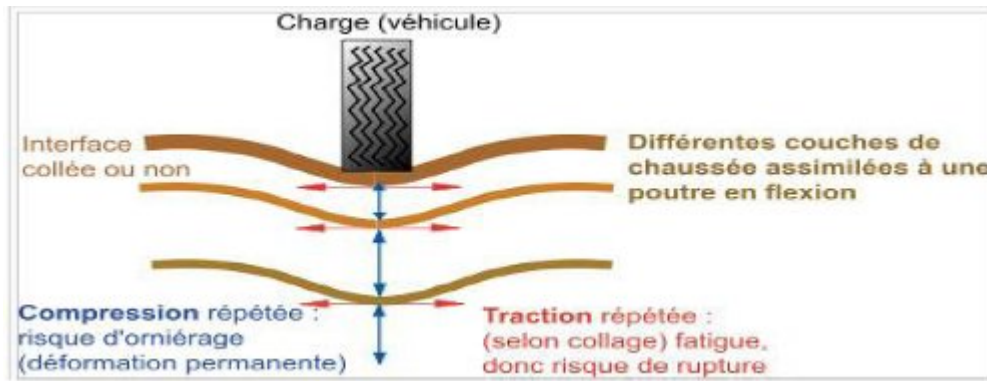


Fig I.16. Fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante.

1.6.1. Facteurs à considérer dans le dimensionnement de la chaussée

L'ingénieur appelé à construire une chaussée sur un terrain donné, devra tenir compte de certains paramètres essentiels permettant d'assurer la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des utilisateurs. En se référant à (Coquand, 1978) et (Faure, 1998), on a résumé ces paramètres dans les points suivants :

- Portance de sol : naturel ou plat forme,
- Trafic : son influence se traduit par l'usure, le fluage, rupture par fatigue,
- Climat et environnement : influence de la température de l'eau et vieillissement du bitume
- les caractéristiques des matériaux de chaussée.

1.6.2. Démarche et méthodes pratiques de dimensionnement

a. Démarche

Différentes étapes sont à suivre :

1ère étape : On procède à un premier choix de la couche de roulement, ensuite à un prédimensionnement de la chaussée.

2ème étape : Modélisation et calcul de la structure : la modélisation consiste à représenter la chaussée sur son support par un ensemble de couches définies chacune par son épaisseur H , son module E (température moyenne équivalente choisie, pour les bétons bitumineux) et son coefficient de poisson γ .

3ème étape : Vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support : il faut vérifier que les valeurs calculées sont inférieures aux valeurs admissibles.

4ème étape : Ajustement des épaisseurs calculées, pour tenir compte des contraintes technologiques d'épaisseur minimale et maximale pour atteindre les objectifs de compacité.

5ème étape : Vérification de la tenue au gel – dégel.

6ème étape : Définition de la couche transversale de chaussée

b. Modélisation

Sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 kPa, on calcule les contraintes tangentielles (σ_T) et les déformations verticales (ε_Z) et tangentielles (ε_T) aux interfaces (collées ou glissantes) des couches d'une chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constructives).

c. Vérification de la structure

Il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation (rupture par fatigue des couches en matériaux liés et orniérage du sol et couches en matériaux non liés) et du trafic cumulé (nombre de poids lourds). La structure convient si les sollicitations induites.

d. Méthode pratique de dimensionnement

L'utilisation des catalogues des structures types de chaussées et les manuels de conception des chaussées d'autoroutes sont considérés comme étant nécessaire puisque les calculs et les vérifications de dimensionnement sont très longs.

Un guide technique de conception et de dimensionnement des structures des chaussées a été aussi élaboré. Ce guide constitue un cadre de référence technique unitaire permettant d'aborder, selon une démarche commune, la définition des différentes structures de chaussée en fonction de la stratégie d'investissement et de gestion retenue par chaque maître d'ouvrage.

1.7. Les dégradations des chaussées

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

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

a) Les dégradations d'arrachement

Ces dégradations concernent plutôt la qualité de la couche de surface et en ce sens des problèmes de sécurité routière en rapport avec l'adhérence et l'uni des chaussées. Ces phénomènes sont dus soit à l'usure de la couche de surface, l'arrachement des gravillons du revêtement, le départ localisé de matériau de la couche de surface, le départ de gravillons de la couche de surface ou bien le départ du liant autour des granulats dans la couche de surface.



Fig I.14 : Dégradation d'arrachement (LCPC, 1998).

b) Les mouvements de matériau

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.

Parmi les nombreux travaux existants 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.



Fig I.15 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

c) Les dégradations de déformation

Les dégradations de déformation sont en général celles qui donnent des déformations visibles en surface, comme les phénomènes irréversibles suivants : l'ornièrisme, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, le décalage de joint de dalle ou de bord de fissure, le flambement, les déformations de forme de tôle ondulée.



Fig I.16 : L'ornièrisme (LCPC, 1998).

Ces dégradations ont plusieurs raisons, parmi lesquelles 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 ; des réactions physico-chimiques ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau formant des composés gonflants .

Pour évaluer la situation de ces problèmes, les comportements élastiques linéaires des modèles de mécanique des chaussées ne sont pas adaptés. Aussi des recherches sont en cours depuis plusieurs années pour prendre en compte les déformations permanentes et la variable de temps.

d) Les fissures

Avec le problème de l'orniérage, les fissures sont considérées comme 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 al. 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), (Maillard et al, 2003). Sur la structure de chaussée, pour un calcul de durée de vie, il est primordial de prévoir les évolutions de ces fissures.

1.8. Conclusion

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

Le chapitre suivant est consacré au développement de la filière du recyclage ainsi que les différents matériaux recyclés.

Chapitre II

Recyclage et matériaux recyclés

2.1. Introduction

Parmi les différents modes de gestion des déchets, le recyclage tient une place toute particulière. Il est considéré par les uns comme la voie royale de la valorisation des déchets, il est contesté par d'autres, qui remettent en cause son intérêt, en soulignant d'éventuels effets négatifs, notamment sur le plan économique.

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 1970, le recyclage est considéré comme une activité importante de l'écologie et des conditions de vie des pays développés.



Fig II.1 : Décharges anarchiques de déchets inertes.

2.2. Les filières de valorisation

Il existe trois filières de valorisation des déchets :

a. Valorisation de la matière

- Traiter les déchets recyclables pour en faire des matières premières secondaires (papier, métaux, bois, verre...).
- Assurer la commercialisation et les négoce des matières premières secondaires issues des tris et des traitements.

b. Valorisation énergétique

Produire, à partir des déchets non recyclables :

- de l'électricité et alimenter des réseaux de chauffage urbain.
- du combustible de récupération et alimenter les fours ou des centrales industrielles.

Capter à partir des déchets stockés :

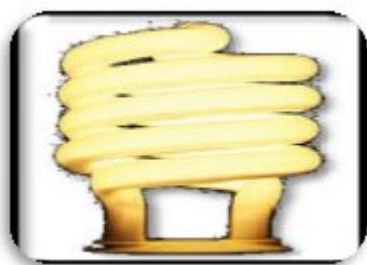
- Du biogaz et alimenter des unités de production énergétique ou des véhicules équipées de moteurs à gaz.

c. Valorisation agronomique

Transformer les déchets organiques en compost et amendements organiques pour revitaliser les sols.



Valorisation agronomique



Valorisation énergétique



Valorisation de la matière

2.3. Les matériaux recyclés

Le nombre et la qualité des études des filières de recyclage sont très variables selon le produit ou matériau considéré. On peut distinguer une série de produits ou matériaux ayant fait l'objet d'un nombre important d'études le Papier-carton, le plastique, le verre, ...

Tableau II.1 : Quantité recyclée des emballages (Verre, plastique, Aluminium)

(http://www.bafu.admin.ch).

Année	Verre		Plastique		Aluminium	
	Quantité recyclée (tonne)	Taux de recyclage (%)	Quantité recyclée(tonne)	Taux de recyclage(%)	Quantité recyclée(tonne)	Taux de recyclage(%)
2000	60011	91	23000	82	1760	90
2001	246765	91	25989	82	2370	91
2002	227300	94	27306	72	2602	91
2003	231731	95	32597	71	2900	85
2004	209294	95	31495	74	3250	88
2005	210204	95	31604	75	3750	90
2006	215645	96	32366	76	4362	90
2007	226869	95	33880	78	5000	90
2008	228390	95	358225	78	5800	91
2009	238384	95	37543	81	6400	91
2010	236733	94	36637	80	6900	91
2011	244733	94	38010	81	8000	91
2012	241683	96	37571	81	9050	92
2013	244775	96	38035	83	9100	91

2.3.1. Papier-carton

Nous sommes tous les jours en contact avec du papier et du carton recyclés. Les journaux et les magazines sont imprimés sur du papier recyclé. Les blocs-notes, cahiers, papier à dessin ou papier d'imprimante sont souvent recyclés également. Enfin, l'essuie-tout, le papier toilette et les mouchoirs en papier contiennent généralement du papier recyclé.

Le carton recyclé se trouve, entre autres, dans le carton d'emballage et dans les boîtes en carton, dans tout ce qui sert à ranger, à expédier ou à protéger.

Cependant, certains produits contiennent du papier et du carton recyclés alors que vous ne vous y attendiez pas. C'est le cas par exemple des jeux de société, des cloisons ou... des corbeilles à papier.

- **Pourquoi recycler le papier et le carton ?**

Fabriquer de la pâte à papier à partir de vieux papier demande peu d'énergie. De plus, de nombreux fabricants s'efforcent de réutiliser l'eau nécessaire pendant la production.

Le papier ne peut pas être recyclé indéfiniment. La qualité des fibres de bois diminue après chaque traitement. En moyenne, les fibres peuvent être réutilisées cinq à sept fois. Afin d'augmenter la qualité du produit fini, de nouvelles fibres peuvent être ajoutées.

Plus la qualité souhaitée est élevée, plus le nombre de fibres supplémentaires nécessaires est élevé.

2.3.2. L'acier et l'aluminium

Une grande partie de l'acier et de l'aluminium que vous retrouvez aujourd'hui dans les produits a été recyclée. Chaque année en Europe, quelque 85 millions de tonnes d'acier sont recyclées. Pour l'aluminium, il s'agit de plus de 5 millions de tonnes, soit près de la moitié (40%) de la demande totale.

- **Pourquoi recycler l'acier et l'aluminium ?**

L'acier est une matière première qui peut être recyclée indéfiniment, sans la moindre perte de qualité. Cela permet d'économiser non seulement des matières premières comme le charbon et le minerai de fer mais également jusqu'à 75% d'énergie.

Le recyclage de l'aluminium fait même économiser jusqu'à 95% d'énergie par rapport à la production d'aluminium 'neuf'.

- **Produits en acier et aluminium recyclés**

L'acier recyclé se trouve partout, des lames de rasoir aux constructions en acier pour les gratte-ciel, des machines à café aux grues pour les conteneurs. De nombreux emballages sont en acier recyclé.

Pensez par exemple aux boîtes de conserve, canettes et boîtes à thé et café dans l'industrie alimentaire, aux emballages pour produits de beauté, déodorants, insecticides et produits de nettoyage et enfin, aux barils et bidons. Les pièces automobiles et les appareils ménagers électriques contiennent également une grande quantité d'acier. Enfin, l'acier se trouve aussi dans des objets plus inattendus, entre autres dans les équipements médicaux modernes.

L'aluminium est très populaire dans le secteur alimentaire : canettes, plats préparés, boîtes de conserve ou couvercles des emballages en plastique pour les produits laitiers. De l'aluminium est aussi utilisé dans le secteur de la construction, entre autres dans les câbles électriques et les profilés de fenêtres. Enfin, ce matériau joue également un rôle important dans l'industrie : l'aluminium est souvent utilisé pour les pièces automobiles et les appareils ménagers électriques, comme pour les pigments métallisés dans la peinture.

2.3.3. Les bois

Les déchets de bois sont utilisés pour la fabrication de panneaux à particules et d'agglomérés. Ces déchets sont issus de la mise en œuvre (coffrages, chutes), de réhabilitations ou déconstructions (portes, planchers, menuiseries...) ou encore de palettes.

- **De nombreuses applications pour le bois recyclé**

Caisses, cagettes, palettes, panneaux d'agglomérés, papier, produits de calage ...

De nombreux déchets de bois sont adjuvantés (colles, finitions, produits de préservation...) ou souillés (ciment, mastic, huile de décoffrage...). Il est donc nécessaire de trouver des usines qui reprennent du bois traité ; certains centres de regroupement les broient avant de les transporter.



Fig II.2 : Déchets en bois (www.emwelt.lu).

2.3.4. Pneus usagés et déchets plastiques

En Algérie le secteur d'activité œuvre en effet à renforcer ses actions en matière de valorisation des déchets et sous-produits industriels notamment les pneus usagés dans les travaux routiers et de génie civil. Cette démarche consiste évidemment à développer et appuyer l'utilisation de ce déchet industriel dans les divers travaux de Génie civil ce qui contribuera d'une part, à la préservation de l'environnement, et d'autre part, à la réduction des

coûts induits par l'utilisation des matériaux de plus en plus rares notamment dans certaines régions du pays.

En effet, les pneumatiques usagés constituent un gisement de matières premières secondaires, leur récupération et leur valorisation constituent pour notre pays un impératif économique.

La valorisation de ce déchet industriel est à ses premiers balbutiements. Un premier chantier expérimental a été initié par le département ministériel, concernant l'utilisation des pneus réformés en tant que soutènement d'un talus de remblai dans un projet routier (contournement de Bou Smail). Les travaux déjà finalisés ont permis de mettre en œuvre 3500 pneus mis à disposition par Michelin Algérie.



Fig II.3 : Pneus et autres déchets en caoutchouc et en plastique (www.emwelt.lu).

2.3.5. Le recyclage du verre

Recyclage du verre chez Vetropack. Le verre est durable, inerte, hygiénique, malléable, esthétique et naturel. Pour cette raison il demeure incontournable comme matériau d'emballage: pour les boissons et les aliments. Parmi les qualités du verre, il en est une d'importance: sa recyclabilité. Le verre évolue en effet dans un circuit de matières fermé à 100%. Et, grâce au recyclage, Vetropack réduit de plus de 20% les besoins en énergie pour la fabrication de nouveaux emballages.

Le verre se compose de trois matières premières (le sable, le carbonate de sodium et le calcaire) qui sont fondues ensemble à très haute température, puis moulées en bouteilles, pots et bocaux en verre. Lorsque le verre recyclé est collecté, il est broyé en petits morceaux, appelés calcin. Le calcin est nettoyé de tous déchets autres que du verre, rebroyé, mélangé à une petite quantité de diverses matières premières, chauffé et moulé en nouveaux modèles de bouteilles, pots et bocaux.



Fig II.4 : Débris de verre de construction, déchet inerté.

2.3.5.1. Origines du verre recyclé

On distingue deux sources de verre usagé destiné, après traitement, au recyclage dans les fours de verrerie (Gérard Pajean, 2007) :

a) Le verre ménager : issu des collectes sélectives (container verre) et des collectes multimatériaux (poubelle verte) cette source représente 85 % du verre recyclé et se caractérise par une composition chimique assez homogène et stable, pour une région donnée, puisqu'il s'agit du mélange de tous les emballages en verre consommés sur un territoire bien défini; par contre ce verre est très pollué par des contaminants minéraux (cailloux, poteries, porcelaine...) et par des contaminants organiques (bois, papiers, plastiques, résidus alimentaires...).



Fig II.5 : Bouteilles de verre dans les déchets ménagers (www.emwelt.lu).

b) le verre industriel : issu d'activités industrielles utilisant du verre plat ou du verre creux et produisant ponctuellement des rebuts importants, comme les brasseurs ou les entreprises de découpe et de façonnage de verre plat et de verres spéciaux ; ce gisement représente 15 % du verre recyclé, reconnu pour être de bonne qualité car peu contaminé, mais de composition chimique variable.



Fig II.6 : Débris du verre industriel.

Seuls les pots, les bocaux, les bouteilles et les flacons en verre transparent, vert et ambre peuvent être recyclés. Le cristal ou la vitrocéramique, y compris les bols, les plats et le verre résistant à la chaleur ne sont pas recyclables car leur température de fusion est plus élevée. C'est pourquoi, mélanger du cristal ou de la vitrocéramique à du verre d'emballage peut conduire à l'arrêt complet de la chaîne de production.

2.3.5.2. L'histoire du recyclage du verre.

Le recyclage du verre est organisé, en France, depuis 1974. Il répondait à la nécessité d'économiser l'énergie à la suite des chocs pétroliers de 1973. Dès l'origine la Ligue Nationale contre le Cancer a été étroitement associée au recyclage du verre. Depuis cette époque, le nombre de conteneurs et les quantités de verre récupérées n'ont cessé d'augmenter.

En 1974, les premières bouteilles de verre étaient collectées et recyclées en France, à l'initiative des verriers, même si on ne parlait pas encore de Développement Durable... Pourtant, quelques précurseurs ont organisé et lancé le recyclage du verre. L'idée a plu, l'industrie verrière tout entière a investi, la dynamique s'est enclenchée, le Geste Verre était né ! Et il est vite devenu partie intégrante du quotidien de millions de Français.

Ce concours s'imposera comme le grand rendez-vous annuel du recyclage du verre pendant plus de 10 ans. 17 000 communes françaises recyclent leur verre, presque une sur deux. Les 32 000 conteneurs installés sur le territoire reçoivent 800 000 tonnes de verre. On estime que 35 millions de Français ont acquis le Geste Verre.

En 1992, 26% du verre est recyclé, soit près de 800 000 tonnes. Il est alors avec l'acier le seul matériau d'emballage à faire l'objet d'une collecte sélective significative. Autre

événement en 1992, le « Marathon des verriers » qui rassemble le personnel de 16 usines verrières, sous le parrainage de Michel Barnier, président du Conseil général de Savoie.

Entre (2000-2012) le taux de recyclage du verre atteint 74 % dans un contexte économique favorable.

2.3.5.3. Avantage du recyclage du verre

Initié par les verriers, portés par les collectivités, impliquant tous les utilisateurs, professionnels comme particuliers, le recyclage du verre permet de répondre aux trois grands enjeux environnementaux.

- **Économiser les ressources naturelles**

Recyclable à 100 %, le verre peut être refondu à l'infini pour fabriquer du nouveaux verre, ce sans aucune perte de qualité, de transparence ou de matière.

Collecter le verre et l'utiliser comme matière première recyclée permet donc de réduire le prélèvement de ressources naturelles.

Pour exemple, 1 kg de calcin (verre nettoyé et broyé) utilisé en remplacement de la matière première permet d'économiser 1,2 kg de matériaux vierges (silice, calcaire et carbonate de soude).

- **Protéger l'atmosphère**

Le calcin issu des collectes locales a suffi à répondre aux besoins de production de verre.

L'utilisation de la seule matière première recyclée a ainsi permis :

- d'éviter les importations de verre de l'étranger.
- d'optimiser la logistique, en minimisant l'empreinte carbone liée au transport.
- et de limiter le rejet de CO₂ dans l'atmosphère.

En 2014, les verriers français estiment déjà un déficit de 50 000 tonnes sur le million de tonnes nécessaire : d'où l'importance de se mobiliser d'avantage pour améliorer le taux de collecte et de recyclage.

- **Réduire les dépenses énergétiques**

La production de verre à partir de calcins, plutôt que de la matière première naturelle, nécessite moins d'énergie. Pour exemple, en recyclant 1 tonne de verre, l'économie réalisée équivaut à la consommation en électricité d'un français pendant 3 mois.

2.3.5.4. Travaux réalisés sur le verre recyclé

1. Premier chantier utilisant du verre recyclé (Parking du Stade scolaire avenue d'Estrée à Cayenne)

La réalisation du premier chantier utilisant du verre recyclé qui se déroule à Cayenne jusqu'au 14 septembre 2007, sur le parking du Stade scolaire avenue d'Estrée. 60 tonnes de déchets de verre seront utilisées en sous-couche-routière pour la réalisation du Parking.

Le recyclage du verre consiste à utiliser le verre broyé en sous-couche routière, remplacement du grave. Le premier chantier réalisé à titre de démonstration confirmera la faisabilité économique et technique de la filière de recyclage du verre en Guyane.

Le verre est broyé puis incorporé à de la grave spécifique, utilisable en sous-couche routière.

Les couches de surface des chaussées sont réalisées en bitume et les couches d'assise sont réalisées avec de la grave. C'est cette grave qui pourra être mélangée avec du broyat de verre : le taux d'incorporation de verre sera de 20% de verre concassé et donc de 80 %de grave, (Etudes réalisées par la société Chambard)

Les couches de surface sont réalisées en bitume, alors que les couches d'assise sont réalisées avec de la grave. La qualité des routes provient essentiellement de la couche de bitume en surface.

Le verre ne va ni améliorer ni altérer la qualité des routes. Il vient uniquement en complément de l'utilisation du grave (20% de verre concassé et 80 % de grave).

2. Les résultats de l'étude

Les essais réalisés démontrent la conformité du produit fini en terme de normes routières pour l'utilisation du mélange GNT 0/20 avec du verre recyclé sous forme de granulométrie 0/20.

Proportions retenues

- Grave Non Traitée (GNT) de dimension d/D 0/20 = 80%
- Verre concassé de dimension d/D 0/20 = 20%
- Les performances d'une GNT et d'un mélange GNT + verre concassé

Tableau II.2 : Résultats des essais réalisés sur les matériaux de l'étude.

	GNT 0/20	verre concassé	mélange (GNT+ verre)
Passant à 0.080 mm (%)	3	2	5
Passant à 10 mm (%)	60	47	60
Passant à 20mm (%)	100	100	100
Densité OPN (t/m3)	2.22	-	2.2
Teneur en eau OPN (%)	6.5	-	7.5
Indice portant immédiat	120	-	120
Indice CBR (immersion4jours)	260	-	200

2.3.5.5. Domaines d'utilisations, (quelques exemples)

Le verre a des vertus qui lui permettent d'être utilisé dans des applications autres que celles de la fabrication du même produit dont il est issu. En effet, il peut également entrer dans la composition de matériaux de construction et d'isolation, dans les peintures, ainsi que dans de nombreux autres domaines (Cercle National du Recyclage, 2007).

Actuellement plus de cinquante procédés de fabrication permettent le recyclage ou la valorisation du verre. Quelques exemples de valorisation du verre sont expliqués ci-après.

a) Utilisation en matériaux de construction

Le calcin peut être incorporé dans la fabrication du ciment de verre. Pour sa fabrication il suffit de mélanger 80 % de verre broyé très finement à 20 % d'additifs. Le calcin utilisé peut être issu du rejet de tri optique des centres de traitement du calcin d'emballages, etc. La présence d'impuretés (infusibles, papier, plastique, métaux, etc.) n'est pas gênante tant que la proportion dans le verre n'excède pas 50 %.

Actuellement, ce ciment est utilisé principalement dans la stabilisation des sols. Une application concrète de ce produit, et l'une des plus prestigieuses, est l'emploi de ce ciment pour la rénovation d'allées du château de Versailles. Mais d'autres utilisations peuvent lui être trouvées comme sur des pistes cyclables, des bouledromes, des pistes équestres, des terrains de sport, des allées de jardin, etc.

De plus, de nombreux résidus verriers (fines de verre, refus de centre de tri, calcin ménager, etc.) Peuvent être utilisés comme additifs en remblais routiers. Ils peuvent servir à la stabilisation des sols et améliorent les propriétés des sous couches routières.

Ils peuvent également être intégrés à des matrices béton destinées à la production de blocs de construction. Ces blocs de bétons présentent de meilleures qualités d'isolation phonique et thermique comparé à un même bloc dépourvu de calcin.

b) Utilisation en isolation

Peut être utilisé lors de la fabrication de la mousse de verre. C'est un verre expansé qui contient jusqu'à 44 % en masse de calcin et le reste de matières premières naturelles, principalement de la silice (SiO_2), de l'oxyde de sodium (Na_2O) et de la chaux (CaO). Le calcin actuellement utilisé a pour origine les vitres, les pare-brise, le verre d'emballages. L'utilité principale de cette mousse est l'isolation thermique.

Ce procédé a été découvert par la Société Anonyme des Manufactures des Glaces et Produits Chimiques de Saint-Gobain en 1934 et breveté le 17 juin 1935. Son mode de fabrication est le suivant :

Les matières premières (calcin et matières premières naturelles) sont enfournées et chauffées à 1 400 °C.

Le verre fondu s'écoule en continu du four et refroidit. Après solidification, le verre est broyé pour obtenir des grains de l'ordre de 0,4 micromètres de diamètre. Cette poudre est alors enfournée dans un four de moussage à laquelle est ajouté 0,2 % de noir de carbone pour provoquer le gonflement.

Ce mélange, une fois gonflé, est alors coulé dans un moule. Dès que la mousse a fini de gonfler et s'est légèrement solidifiée, elle est démoulée et passée dans un four de recuit pour durcir. Après la recuisons, elle est mise en forme de plaques ou de granulats. Cette mousse accepte du calcin issu du verre contenant des infusibles.

Les plaques et les granulats, obtenus à partir de la mousse de verre, sont un très bon isolant à la fois thermique et phonique. De plus cette mousse est chimiquement très résistante, imputrescible, résistante au feu et non absorbante.

Des études seraient actuellement en cours pour insérer du calcin issu du verre d'écran dans la fabrication de cette mousse expansée. En effet, elle aurait la capacité de neutraliser les métaux lourds contenus dans le verre. Cette mousse ne servirait, à priori, pas d'isolant thermique, mais plutôt d'isolant phonique.

Une seconde utilisation du calcin dans l'isolation est son incorporation lors de la fabrication des fibres de verre. Actuellement 50 % des matières premières peuvent être

remplacées par du calcin. Ce marché est actuellement le deuxième marché pour le calcin issu du verre d'emballages ménagers et de verre industriel.

c) Utilisation dans les céramiques

Le calcin peut être intégré dans la fabrication de l'ensemble des produits en céramiques. Il s'agit de tuiles, de dalles, de carrelage, de lavabos, de baignoires, de briques, etc.

Ces produits et le calcin ont les mêmes constituants de base que sont la silice (SiO_2), l'oxyde de sodium (Na_2O) et la chaux (CaO). L'incorporation de calcin dans leur fabrication a de nombreux avantages. En effet, il permet de faire des économies de matières premières et d'énergie (la température de fusion du verre est inférieure à celle des céramiques). De plus, il est apprécié pour son aspect brillant, poli et coloré.

Son utilisation dans les céramiques confère aux produits une amélioration de certaines propriétés (imperméabilité, résistance aux chocs thermique ainsi qu'une meilleure adhérence.

d) Utilisation dans les peintures

Le calcin peut être incorporé dans la composition de certaines peintures. Ces peintures sont de deux types :

- **Les peintures de signalisation routière** : le calcin y est incorporé sous la forme de microbilles qui confèrent à la peinture un fort pouvoir réfléchissant. Ces peintures sont principalement utilisées sur les routes, les panneaux routiers et les vêtements de travail de nuit.
- **Les peintures acryliques modifiées** : le calcin y est introduit pour renforcer la structure de la peinture et lui donner de la souplesse et de l'élasticité. Ces peintures sont destinées à combler les petites fissures, prévenir les infiltrations d'eau, couvrir et lisser les surfaces comme le béton, etc.

e) Utilisation en filtration

Le calcin peut également être utilisé dans des systèmes de filtration de liquides, notamment celui de l'eau. En effet, son utilisation en remplacement du sable lui confère certains avantages :

- ✓ un non adhésion des bactéries sur la surface lisse du calcin donc une diminution du nombre de rinçages ;
- ✓ une masse volumique inférieure à celle du sable donc gain d'espace du système de filtration.

- ✓ un effet catalytique de la filtration dû à la présence de métaux, en petite quantité, dans la composition du verre.

La taille du verre est un paramètre essentiel pour garantir l'efficacité de la filtration. En effet, si les particules de calcin sont broyées trop finement, le filtre peut se bloquer rapidement. Si ces particules sont trop grosses, les petites impuretés ne sont pas filtrées. De plus, la capacité de filtrage du calcin dépend également de la proportion de silice contenue dans le verre. Les verres contenant de plus faibles quantités de silice lors de la fabrication auront une capacité de filtration moins élevée que ceux en contenant une grande proportion.

Ces filtres sont principalement utilisés pour l'eau des piscines, des aquariums, des effluents industriels, etc.

2.3.5.6. Propriétés physiques des débris de verre en géotechnique

L'université de Philadelphie (Wartman et al., 2004) a mené des études sur le comportement physique des débris de verre. Deux échantillons de verre ont été utilisés dans le cadre de ce projet. Le premier échantillon était constitué de débris provenant de déchets domestiques (alimentaires, jus, bières, boissons gazeuses, et occasionnellement des morceaux de porcelaine) provenant d'une carrière de Pennsylvanie, tandis que le second échantillon comprenait des déchets de verre industriels (automobiles, écrans de télévision et d'appareils électroniques) achetés chez un commerçant de la ville dont l'activité consistait à laver et stocker les débris de verre et de les revendre aux industries pharmaceutiques et vitrières de la région.

Les essais en laboratoire ont consisté à déterminer les différentes propriétés physiques et mécaniques de ces résidus. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Résultats des tests physiques réalisés par Wartman sur les débris de verre.

Essais	Essai standard	Échantillon N° 1		Échantillon N° 2	
		Sans modification	Après compaction	Sans modification	Après compaction
Teneur en eau (%)	ASTM D2216-98	2.36	-	4.22	-
Teneur en saleté (%)	Gravimètre	0.34	-	1.82	-
Densité (D)	ASTM C127-88	2.48	-	2.48	-
Densité minimum (kg / m ³)	ASTM D4254-00	1150	-	1270	-
Densité maximum (kg / m ³)	ASTM D4253-00	1790	-	1740	-
Rapport des grains D50(mm)	-	2.24	1.6	3	2.5
Coefficient d'uniformité Cu	-	6.2	6.5	7.2	7.8
% sable (0,075-4,75mm)	-	91.3	87	70	76
Particules fines (<0,075mm)(%)	-	3.2	6.2	1.2	2.2
Classification USCS	ASTM D2487-98	SW	SW	SW	SW-SM
Conductivité hydraulique (cm/s)	ASTM D2434-68	1.61x10 ⁻⁴	-	6.45x10 ⁻⁴	-
Proctor modifié γ_d max (KN/m ³)	ASTM D1557-00	18.3	-	17.5	-
Wopt (%)		9.7	-	11.2	-
Proctor standard γ_d max (KN/m ³)	ASTM D698-00	16.8	-	16.6	-
Wopt (%)		12.8	-	13.6	-
Cisaillement directe	ASTM D3080-98	-	-	-	-
Angle de frottement (°)	-	-	-	-	-
0-60	-	61-63°	-	59-62°	-
60-120	-	58-61°	-	55-59°	-
120-200	-	63-68°	-	47-55°	-
Consolidation triaxial	USACOE	-	-	-	-
Angle de frottement (°)		48°	-	47°	

Chaque échantillon a été trié selon le système de classification unifié (United Soil Classification System). Selon cette classification, les débris de verre affichaient les caractéristiques d'un gravier (SW). La densité spécifique était de 2,485 (g/cm³) et la densité maximum se situait entre 16,6 et 17,5 kN/m³. Les poids volumiques obtenus des essais Proctor modifié et standard ont été respectivement de 18,3 et 17,5 kN/m³. Les débris de verre peuvent être utilisés dans les ouvrages de génie civil, de construction et de géotechnique, y compris les tranchées, les remblais, les murs de soutènement, les aires de stationnement ainsi que dans la construction routière.

Après avoir compilé les analyses en laboratoire sur les débris de verre, les auteurs, (Wartman et al., 2004) concluent que ces débris de verre constituaient d'excellents matériaux pour le drainage. Ainsi, les décharges annuelles des États-Unis, constituées de 7,8 millions de tonnes de rebuts de verre (Statistiques EPA, 2000) pourront servir à l'industrie de la construction et du génie civil qui sont les premiers intéressés par ces rebuts.

2.4. Conclusion

Le verre, par son recyclage, constitue une source de matière première secondaire pour de nombreuses applications. Une présentation du verre et de ses propriétés permettra une meilleure compréhension de son utilisation comme matériau de construction.

Cependant, vu les différentes sollicitations auxquelles il sera soumis en pratique, la connaissance d'autres caractéristiques physiques et mécaniques du verre est indispensable pour confirmer son utilisation dans le domaine routier. Cette caractérisation mécanique fera l'objet des prochains chapitres. Cependant, le chapitre suivant est consacré à la présentation et à l'identification des différents matériaux utilisés dans cette étude.

Chapitre III

Essais d'identification et préparation des échantillons

3.1. Introduction

Avant d'étudier le comportement mécanique de tous matériaux, il est nécessaire de définir certains paramètres (physiques, chimiques,...) qui permettent de les caractériser pour les qualifier par un nom plus précis (argile, sable, limon argileux,...) (Schlosser, 1988). Ces paramètres sont déterminés par des essais simples et rapides, appelés «essais d'identification», à savoir :

- La teneur en eau (w);
- La masse volumique des grains solides(ρ_s);
- La masse volumique humide(ρ_h);
- La masse volumique sèche(ρ_d);
- L'indice des vides (e), le degré de saturation (S_r) ;
- La porosité(n) ;
- Équivalent de sable (ES) ;
- L'analyse granulométrique.

3.2. Les matériaux utilisés

Dans le travail réalisé, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats routiers naturels et les débris de verre industriels (figure III.1).



Fig III.1 Débris de verre industriel et granulats naturels routiers.

3.3. Essais d'identification

Pour mieux comprendre le comportement mécanique des matériaux étudiés, ces derniers sont d'abord soumis à une série d'essais d'identification, permettant de déterminer leurs caractéristiques physiques.

3.3.1. Teneur en eau (w)

La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage), elle permet de connaître le pourcentage d'eau présent dans l'échantillon.

La teneur en eau se détermine par deux pesées, une avant et une après passage à l'étuve à 105° C pendant 24 heures (Schlosser, 1988), ce qui donne d'une part M_h et d'autre part M_s .

Matériau	w (%)
Granulat routiers (0/20)	3.1

Interprétation des résultats

Les résultats présentés dans le tableau III.1, montrent que, la teneur en eau naturelle des granulats naturels utilisés dans ce travail est faible. Ceci est prévisible, du fait que le matériau étudié est granulaire non argileux, très perméable, et donc il emmagasine une faible quantité d'eau même à l'état humide.

3.3.2. Les masses volumiques

a) La masse volumique sèche ()

Après avoir calculé la masse moyenne du matériau dans le moule, nous avons obtenus les résultats suivants :

$$m = 1403.5\text{g}$$

$$\text{Le volume du moule : } V = 884.695 \text{ cm}^3$$

$$\rho_d = \frac{m}{V}$$

$$\rho_d = \frac{1403.5}{884.695} = 1.586(\text{g/cm}^3)$$

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

Suivant le tableau ci-dessus, nous avons un granulat de masse volumique sèche faible.

b) La masse volumique humide

On a: $w = 3.1\%$,

$$h = \rho_d \times (1 + w) = 1.586 \times (1 + 0.03)$$

$$h = 1.633 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

c) La masse volumique des particules solides ρ_s (NFP94-054).

Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée.

Une masse connue m_s de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée. Un agitateur magnétique sépare les particules les unes des autres. Les bulles d'air libérées sont aspirées par un vide d'air (trompe à eau). Après s'être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solide (Léreau, 2006).

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

$$= \rho_w \frac{m_2 - m_0}{m_1 - m_0}$$

Avec :

m_0 : masse du pycnomètre vide remplie d'eau ;

m_1 : masse de l'échantillon ;

m_2 : masse du pycnomètre + eau + échantillon ;

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



Fig III.2 : Matériel d'essai du pycnomètre en acier.

Le résultat de notre essai est le suivant :

m_0 : masse du pycnomètre vide remplie d'eau = 3502.3g

m_1 : masse de l'échantillon = 1435.1 g

m_2 : masse du pycnomètre + eau + échantillon = 4386.9 g

$$= \frac{4386.9 - 3502.3}{1435.1 - 3502.3} \cdot 1$$

$$= 2.614 \text{ (g/cm}^3\text{)}.$$

3.3.3 Indice des vides, degré de saturation et porosité

a) Indice des vides

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans un état serré ou lâche (Schlosser ,1988).

La mesure de l'indice des vides nécessite celle de la masse volumique du sol sec ρ_d et de la masse volumique des particules ρ_s .

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

Ce qui nous donne l'indice des vides suivant : $e = 0.648$

b) Le degré de saturation

On le sait, le sol est un milieu poreux comportant des vides .Or, pour connaître le degré de saturation du sol(S_r) il faut calculer la proportion du volume des vides qui est occupée par l'eau (Robitaille et Tremblay, 1997).

$$S_r = (V_w / V_v) * 100$$

Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé). Il peut aussi être défini par la formule suivante, il s'exprime en pourcentage :

$$S_r = (\rho_s / \rho_w) \cdot (w / e)$$

Ce qui donne l'indice des vides suivant : $S_r = 12.505\%$

État de sable	Sr (%)
Sec	0
Légèrement humide	1-25
Humide	26-50
Mouillé	51-75
Détrempé	76-99
Saturé	100

En se basant sur les intervalles présentés dans le tableau ci-dessus, le matériau étudié est légèrement humide.

c) La Porosité

La porosité a met en évidence la portion du volume de sol constituée de vides susceptible de se remplir d'eau à divers degrés : elle est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V) (Robitaille et Tremblay, 1997).

$$n = V_v / V$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule : $n = e / (e + 1)$

Ce qui nous donne une porosité de $n = 0.393$ ou bien $n = 39.3\%$

	w (%)	ρ_d	ρ_h	ρ_s	Sr	e	n
Granulat Routier (0/20)	3.1	1.586	1.633	2.614	12.505	0.648	0.393

Interprétation des résultats

Les granulats routiers étudiés présentent une teneur en eau et un degré de saturation très faibles, par contre, un indice des vides assez élevé.

3.4. Équivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)

C'est un essai empirique, simple, rapide et ne nécessitant qu'un appareillage très élémentaire. Il permet de contrôler sur place la constance de certaine qualité de matériaux mis en œuvre sur chantier à une cadence rapide. Il est très largement utilisé, en particulier en géotechnique routière (Léreau, 2006).

Peser un échantillon de sable sec (120g), verser dans une éprouvette graduée de l'eau jusqu'au repère (1) puis verser le sable peser dans cette éprouvette, agiter le tout durant 90 cycles en 30 secondes, ensuite compléter avec l'eau jusqu'au repère (2).

Pour une lecture plus lisible on peut utiliser le piston ; on doit donc le descendre dans le liquide à travers le flocculat et l'immobiliser au contact du sable, puis mesurer h_2 (hauteur sous piston). Au bout de 20 minutes, on mesure les éléments suivants :

- hauteur h_1 : sable propre + éléments fins,
- hauteur h_2 : sable propre seulement.



Fig III.3 : Les étapes d'essai d'équivalent de sable.

La propreté des sables et le type de sol analysé. il est donné par la relation

$$ES = (h_2/h_1) * 100$$

Dans notre cas : $ES = (10.8/11.5) * 100 = 93.91\%$

$ES > 80 \rightarrow$ grave très propre.

3.5. Analyse granulométrique (NF P 94-040)

a) Granulats routiers

Consiste à faire passer un échantillon représentatif de sol à travers des tamis superposés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas. Les particules les plus grosses restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts, tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inférieurs. Les particules retenues sur un tamis portent le nom de refus ou retenu, alors que la quantité de sol ayant traversé un tamis s'appelle tamisât ou passant (Robitaille et Tremblay, 1997).

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.



Fig III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.

Tableau III.5. Résultat de l'analyse granulométrique des granulats routiers.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cum(g)	Refus cum(%)	Tamisât (%)
20,000	000,00	000,00	00,00	100,00
10,000	900,00	900,00	22,50	77,50
6,300	900,00	1800,00	45,00	55,00
4,000	700,00	2500,00	62,50	37,50
2,000	500,00	3000,00	75,00	25,00
0,500	400,00	3400,00	85,00	15,00
0,080	400,00	3800,00	95,00	5,00
Fond	200,00	4000,00	100,00	0,00

Les résultats de l'analyse granulométrique sont traduits sous forme de courbe appelée courbe granulométrique (figure III.4).

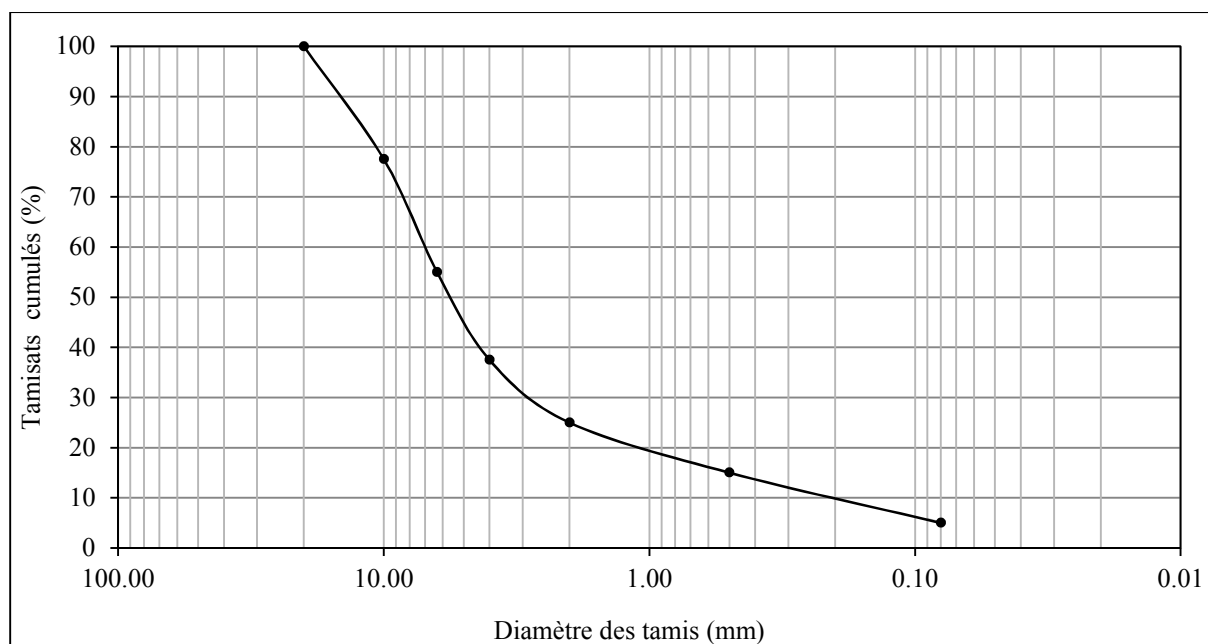


Fig III.5 : Courbe granulométrique des granulats routiers utilisés.

Le coefficient d'uniformité $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$: caractérise la pente de la courbe granulométrique.

Le coefficient de courbure, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \cdot D_{60})}$ traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe.

Avec :

D10 : Diamètre correspondant à 10% des tamisats cumulés ;

D30 : Diamètre correspondant à 30% des tamisats cumulés ;

D60 : Diamètre correspondant à 60% des tamis cumulés.

Dans notre cas :

$C_u = 7 / 0.2 = 35 > 2$ \longrightarrow granulométrie étalée.

$C_c = (2.9)^2 / (7 * 0.2) = 6$ \longrightarrow mal gradué.

Selon la classification LPC/USCS des sols en laboratoire, le matériau étudié est une grave propre mal graduée (Gm).

b) Le verre

Nous avons choisi de travailler avec un verre propre pour réduire toute interaction pouvant parasiter cette investigation. C'est ainsi que le verre collecté, préalablement débarrassé de tous ses contaminants : métal, plastique, papier et autre..., a été lavé à l'eau afin de le débarrasser des matières organiques après séchage, le matériau sec a été broyé jusqu'à l'obtention de la classe granulométrique désirée.

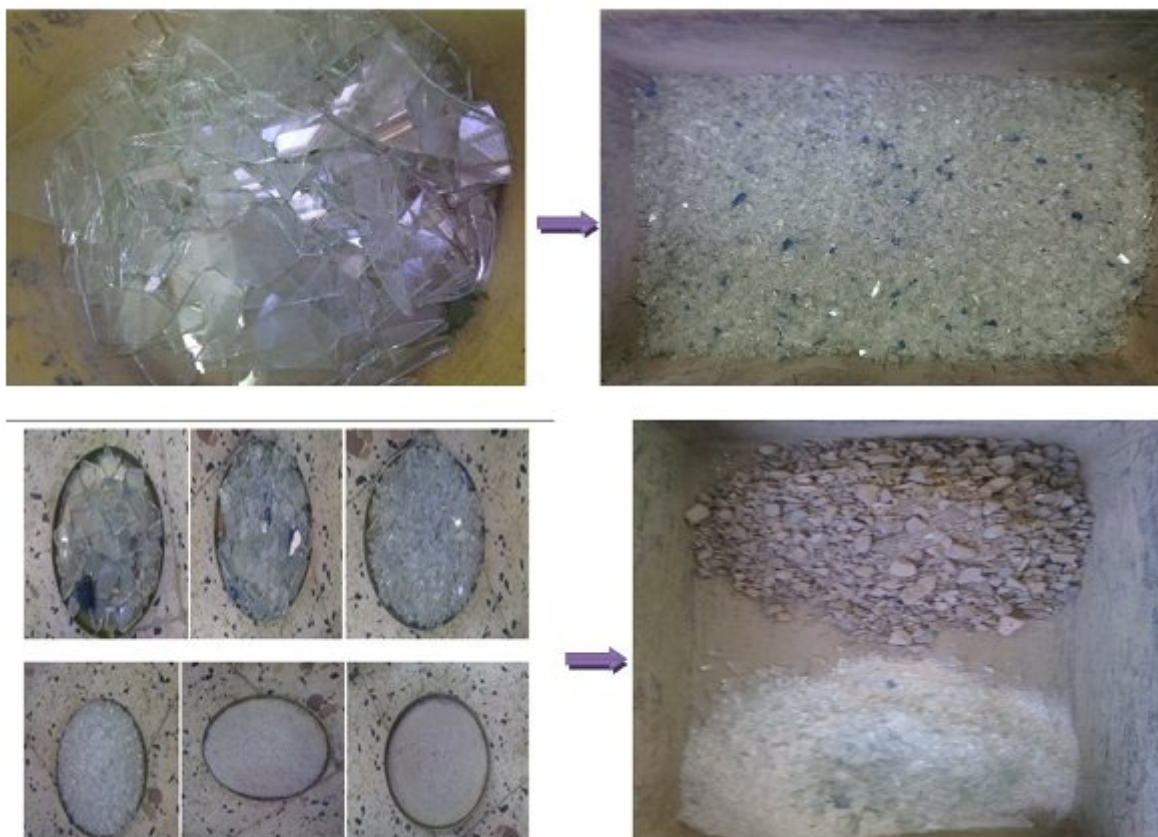


Fig III.6 : Préparation et tamisage du verre.

Tableau III.6 : Résultats de l'analyse granulométrique des débris de verre.

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cum(g)	Refus cum(%)	Tamisât (%)
20,000	0,00	0,00	0,00	100,00
16,000	60,00	60,00	13,33	86,67
8,000	110,00	170,00	37,78	62,22
4,000	90,00	260,00	57,78	42,22
2,000	60,00	320,00	71,11	28,89
0,500	80,00	400,00	88,89	11,11
FOND	50,00	450,00	100,00	0,00

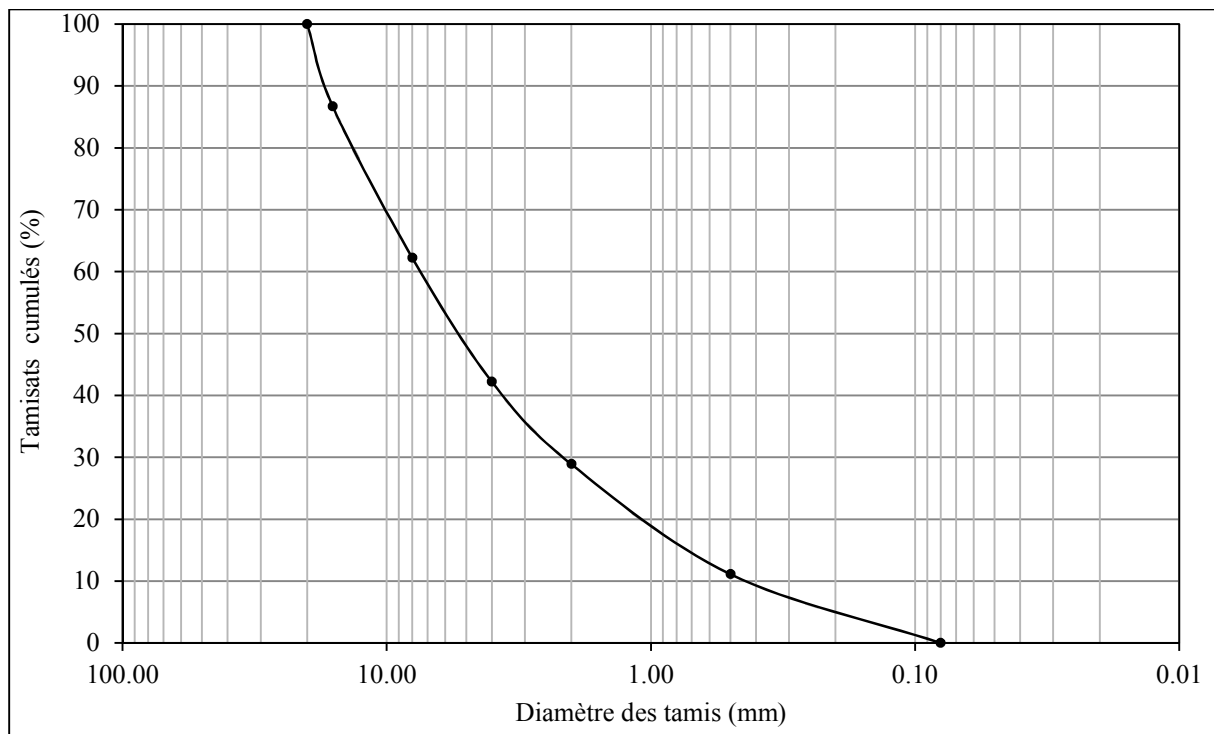


Fig III.7 : Courbe granulométrique des débris de verre.

Les débris de verre utilisés ont un diamètre maximal ne dépassant pas les 20mm. C'est des dimensions obtenues au concassage manuel au laboratoire.

$$D_{60} = 6.5 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 2.2 \text{ mm}$$

$$D_{10} = 0.47 \text{ mm}$$

$$Cu = 6.5 / 0.47 = 13.829 > 2 \quad \longrightarrow \text{granulométrie étalée.}$$

$$C_c = (2.2)^2 / (0.47 \times 6.5) = 1.582 \quad \longrightarrow \quad 1 < C_c < 3 : \text{ bien gradué}$$

Selon la classification LPC/USCS des sols en laboratoire, nous pouvons dire que la classe granulaire du verre utilisée présente la dimension d'une grave propre bien gradué.

3.6 .Quelques propriétés du verre

Dans le cas du matériau verre, d'autres essais peuvent donner plus de détails sur sa composition, notamment chimique. Sauf que ce type de résultats nécessite un matériel plus sophistiqué non disponible au niveau de notre laboratoire.

Néanmoins, les principales propriétés du verre concassé relevées dans la littérature sont résumées ci-dessous (Recyc-Québec, 2006):

Densité = 2,49 à 2,52 g/cm³

Masse volumique sèche obtenue au Proctor standard = 1590 à 1720 kg/m³

Masse volumique sèche obtenue au Proctor modifié = 1750 à 1890 kg/m³

Angle de friction ϕ avec 100 % de verre brisé = 51,2°

CBR avec 50 % de pierre concassée et 50 % de verre brisé = 42 à 115 %

Classification unifiée = SW

Pourcentage passant au tamis de 80 microns = 1 à 3 %

Perméabilité = 1 à 6 x 10⁻⁴ cm/sec; donc très perméable par rapport aux granulats conventionnels utilisés dans les chaussées.

3.7. Préparation des échantillons

Les échantillons ont été préparés selon les proportions en granulats naturels et en verre suivantes :

Échantillon 1 : Granulats routiers seuls.

Échantillon 2 : Granulats routiers + 10% de verre.

Échantillon 3 : Granulats routiers+ 20% de verre.

Échantillon 4 : Granulats routiers + 30 % de verre

Échantillon 5 : Granulats routiers + 40% de verre.

Échantillon 6 : Granulats routiers + 50% de verre.

Échantillon 6 : Granulats routiers + 60% de verre.

3.8 .Conclusion

Ce chapitre a été consacré aux essais d'identification afin de caractériser les matériaux utilisés dans cette étude à savoir, les granulats routiers et les débris du verre industriel. Ces essais, permettent de faciliter l'interprétation des résultats d'essais mécaniques réalisés et d'avoir une idée sur le comportement mécanique des matériaux étudiés.

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

Chapitre IV

Compactage et portance des matériaux étudiés

4.1. Introduction

Lors de la construction de routes ou de voies ferrées, assises de chaussées, remblais et barrages, il est important d'assurer un certain compactage mécanique pour obtenir des densités plus élevées. Cette opération augmente la résistance au cisaillement et réduit le risque de tassement sous chargement répété.

L'opération du compactage est liée directement à la portance des sols, des remblais, des couches de forme, des fondations et des sous-fondations des routes et aéroports. Elle est caractérisée par l'essai CBR qui permet de mesurer la résistance à l'effort tranchant d'un sol et son gonflement lorsqu'il est immergé dans l'eau. Il permet ainsi de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement et donne un des paramètres indispensables dans les essais géotechniques précédant la construction d'ouvrages routiers. C'est un essai utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de chaussées.

4.2. 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).

Le compactage engendre :

- Une augmentation de la densité ;
- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une diminution du retrait ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité.

4.3. Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages

Le compactage met le matériau dans un état suffisamment serré de telle sorte qu'un tassement ultérieur soit impossible ou peu important. Les mouvements relatifs sont réduits ou supprimés, diminuant ainsi l'attrition. En réduisant le volume des vides, le compactage augmente la densité apparente sèche et diminue la perméabilité qui est fonction de l'indice des vides.

Le compactage entraîne une élévation des caractéristiques mécaniques. En effet, le resserrement des grains augmente le nombre de contacts entre eux et par conséquent leur frottement. L'angle de frottement interne et la cohésion en sont accrus. Il y a également augmentation considérable du module de déformation.

4.4. Les difficultés de compactage au laboratoire

L'humidification de chacune des parts du matériau constitue la phase la plus délicate de l'essai (NF P 94-093) (AFNOR, 1999).

- a) **La première difficulté** : est celle du choix des teneurs en eau à attribuer à chaque part étant donné que l'on ne connaît pas la w_{opt} ou w_{opm} du matériau. L'opérateur doit donc en estimer une valeur approchée. Pour cela, il a recours à des tests tactiles et visuels et son expérience est déterminante dans la justesse de cette estimation. A défaut d'une expérience suffisante, l'opérateur doit envisager une détermination de la courbe Proctor en plus de cinq points et préparer les quantités de matériaux et le nombre de parts en conséquence.
- b) **Une seconde difficulté** : réside dans les modalités d'incorporation de l'eau au sein du matériau qui dans tous les cas doit se faire lentement, de manière bien répartie à la surface du matériau et dans toute la mesure du possible à l'aide d'un pulvérisateur, en maintenant le malaxage pendant l'introduction de l'eau.

4.5. Paramètres influençant le compactage

L'influence de la teneur en eau, l'énergie de compactage et de la nature du matériau sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor (Robitaille et Tremblay, 1997).

4.5.1. Influence de la teneur en eau

La teneur en eau est le paramètre fondamental pour la compactibilité, surtout dans le cas des sols fins pour lesquels ce paramètre ne peut changer que lentement en raison de l'affinité de l'eau pour les matériaux argileux.

Quelle que soit la technique utilisée, on constate que pour un sol donné, toutes choses étant égales par ailleurs, le changement de teneur en eau se traduit dans la compacité obtenue (exprimée en γ_d par exemple).

En construisant la variation du poids volumique sec ou de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (figure IV.1) grâce à une série de points expérimentaux, on obtient en général une courbe dont la forme permet de définir une valeur maximale de γ_d notée γ_{dmax} qui correspond à une valeur de teneur en eau notée teneur en eau optimale notée w_{opt}

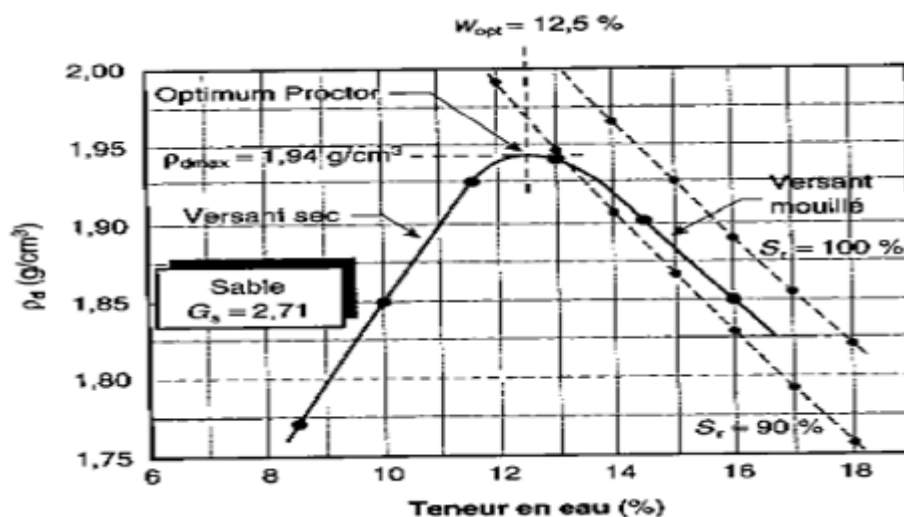


Fig IV.1 : Variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau au cours du compactage.

L'explication et surtout la compréhension de la forme de cette courbe sont très importantes. D'une manière élémentaire, on peut considérer que dans le cas des sols fins et dans le domaine de teneur en eau considéré, ces sols se présentent en unités élémentaires (mottes) plutôt que sous la forme de grains minéraux indépendants. On parlera souvent de sols à double porosité : la porosité intermottes et la porosité intramottes.

Considérons que ces mottes sont soumises à une action mécanique (impact d'un dame, chargement statique ou quasi-statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles (à gauche de l'optimum), ces mottes seront peu déformables et obtenir un « bon » arrangement sera difficile. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et on comprend

intuitivement que l'arrangement pourra s'améliorer. Initialement et du fait du foisonnement antérieur, ces sols ne sont pas saturés, le gain de compacité se fait par déformations et réarrangement des mottes, et il se traduit par une diminution de la teneur en air (très compressible) qui peut être partiellement chassé : ceci entraîne une augmentation du degré de saturation global du sol.

La quantité de solides et d'eau présente dans un état donné du sol ne change pas en cours de compactage et, en considérant que ces éléments sont très peu déformables (en pratique incompressibles), leur volume est constant.

4.5.2. Influence de la nature du sol

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor. De façon générale, on constate que, Plus les particules d'un sol sont grosses, plus sa masse volumique sèche maximale est élevée et plus sa teneur en eau optimale est faible.

Plus la granulométrie est serrée, plus sa masse volumique sèche maximale diminue et sa teneur en eau optimale s'accroît.

Un gravier grossier bien gradué présente une masse volumique sèche maximale supérieure à celle d'un sable grossier bien gradué, tandis que sa teneur en eau optimale est inférieure.

Les courbes Proctor sont très aplaties pour un sable et représentent un maximal très marqué pour une argile plastique.

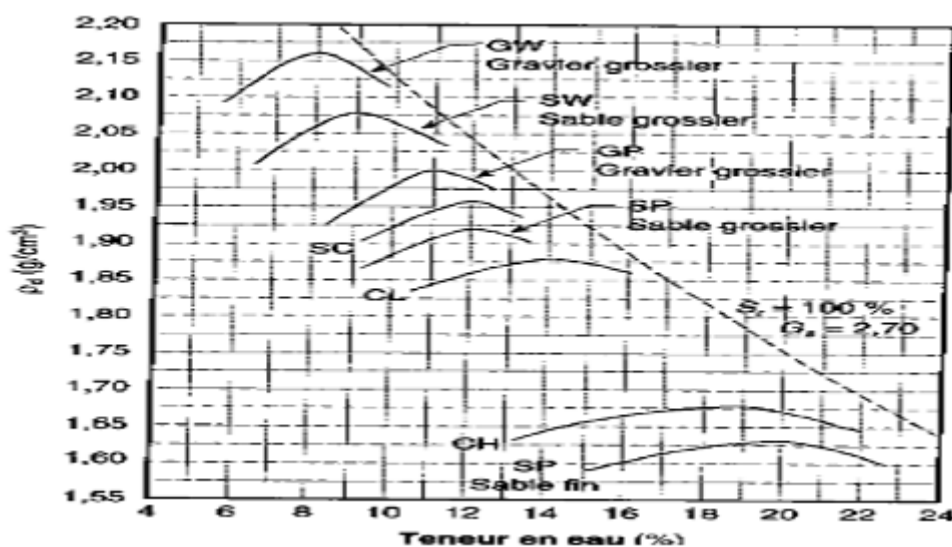


Fig IV.2. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

4.5.3. L'énergie de compactage

L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie est engendrée par pression statique, pression statique et vibrations, pétrissage statique ou impacts, selon le type de compacteur. La quantité d'énergie transmise au sol est directement proportionnelle au nombre de passes, épaisseur de la couche et à la masse et la vitesse du compacteur. L'influence de l'énergie de compactage apparaît dans la comparaison des courbes de compactage d'un même type de sol à des énergies différentes.

L'énergie de compactage est l'énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire l'indice des vides. Elle est appliquée par l'une des méthodes citées précédemment.

Pour toutes les méthodes de compactage, la résistance de sols traités croît avec l'énergie de compactage pour toute teneur en eau. À chaque niveau d'énergie de compactage correspond, en principe, une teneur en eau optimale (densité sèche maximale) qui diminue à fur et à mesure que l'énergie croît.

Un même sol compacté avec un énergie de compactage supérieure, aura une densité sèche supérieure.

Une hausse de l'énergie de compactage accroît le poids volumique sec optimal et diminue la teneur en eau optimale. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle ligne des optimums Proctor, elle est parallèle à la courbe de saturation.

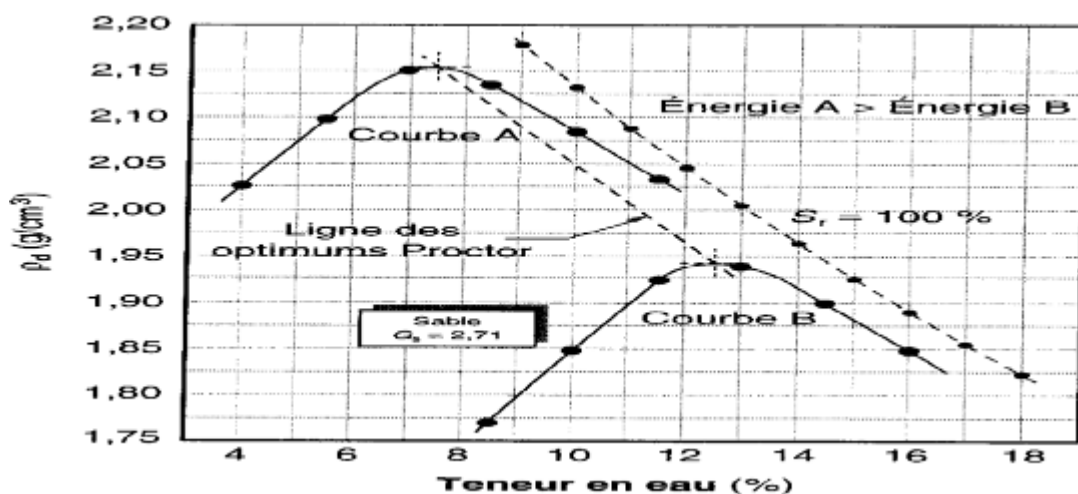


Fig. IV.3. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

4.5.4. Nombre de passes du compacteur

La masse volumique du sol augmente avec une augmentation du nombre de passes, est atteint un maximum. Un trop grand nombre de passes peut avoir pour effet de briser les particules, donc de produire des fines susceptibles d'augmenter la capillarité des matériaux. Ceci a également pour effet de faire augmenter les coûts du compactage.

4.6. Le compactage 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.

4.7. Essai Proctor

Au début des années 1930, Proctor trouve une solution pour déterminer la densité maximum des sols. Dans un environnement contrôlé (pour un volume contrôlé), le sol peut être compacté jusqu'à un point où il n'y a plus qu'un minimum d'air présent dans le sol, simulant les conditions d'un sol in situ. À partir de là, la densité sèche peut être déterminée en mesurant simplement le poids du sol avant et après compactage, calculant la teneur en eau et la densité sèche.

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

4.7.1. Définition

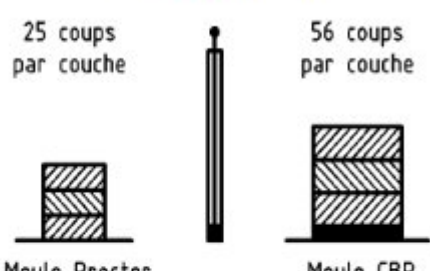
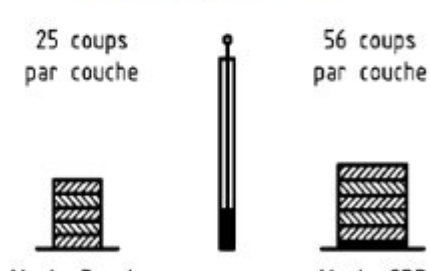
L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule normalisé, avec une énergie de compactage normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un

échantillon du matériau à différentes teneurs en eau pour en déduire la teneur en eau optimale et la densité sèche maximum correspondante γ_d . On distingue :

- L'essai Proctor Normal avec une énergie de compactage modérée pour remblais enterrer (barrages en terre, digues par exemples)
- L'essai Proctor Modifié avec une énergie de compactage intense (pour couche de chaussées, pistes d'aérodromes,...). Il correspond au compactage maximum que l'on peut obtenir sur les chantiers avec des engins de compactages puissants.

Pour les besoins de la présente étude concernant les graveleux utilisés en couche de base, c'est l'essai Proctor Modifié qui sera décrit, selon la norme française NF P 94-09.

Tableau IV. 1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (AFNOR ,1999).

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

Les Canadiens retiennent les conditions suivantes (Robitaille et Tremblay, 1997).

Tableau IV. 2 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes.

Essais	Masse du marteau (kg)	Hauteur de chute du marteau (cm)	Nombre de couches	Volume du moule (cm ³)	Nombre de coups par couche	Énergie de compactage (kJ/m ³)
Proctor normal (NQ 2501-250)	2.49	30.5	3	944	25	592
				2124	56	589
Proctor modifiée (NQ 2501-255)	4.54	45.7	5	944	25	2695
				2124	56	2683

4.8. Essai Proctor modifié

4.8.1. But de l'essai

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

4.8.2. Principe de l'essai

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

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

4.8.3. Matériel utilisé

Il comprend :

- Un moule Proctor constitué par un tube cylindrique métallique inoxydable de 15.24 cm diamètre intérieur et 11.64 cm de hauteur, pourvu d'un fond et d'une hausse métallique amovibles.
- Une dame Proctor modifiée qui est constitué par un mouton de 4.54 kg dont la hauteur de chute est de 45.7cm.
- Une étuve.
- Une règle à araser d'environ 250 mm.
- Truelles pour le malaxage.
- Une balance sensible au gramme d'une portée maxima au moins égale à 10 kg.
- Une éprouvette graduée.
- Un bac.



Fig IV. 4: Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

4.8.4. Mode opératoire

a) Choix du type de moule

Le type de moule (dimension) à utiliser est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai. Il dépend de D du sol (soit le diamètre du plus gros grain)

- Si $D \leq 5$ mm (et seulement dans ce cas), moule PROCTOR, mais le moule C.B.R. conseillé.
- Si $5 \text{ mm} < D \leq 20$ mm, utiliser le moule C.B.R.
- Si $D > 20$ mm, il faut tamiser à 20 mm et peser le refus
- Si refus ≤ 30 %, effectuer l'essai dans le moule C.B.R. sans le refus (échantillon écrêté à 20 mm) et appliquer une correction sur les valeurs trouvées.
- Si refus > 30 %, l'essai Proctor ne peut être fait.

b) Exécution de l'essai

- On prend 4,5 kg du mélange (granulats routiers + %de verre) préalablement préparé qu'on verse dans un bac.
- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du mélange (les teneurs en eau doivent évoluer de 2.5%).
- À l'aide de la truelle on malaxe bien le mélange.
- On remplit le moule CBR normalisé en 05 couches puis après avoir versé chaque couche on compacte l'aide de la dame Proctor modifiée en 56 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place des autres couches.
- Une fois le moule rempli, on arase le sable avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.
- On prélève ensuite un échantillon d'environ 100 g à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2ème échantillon du même poids environ.
- A la balance, on évalue les masses des prélèvements puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h pour en déterminer les teneurs en eau.

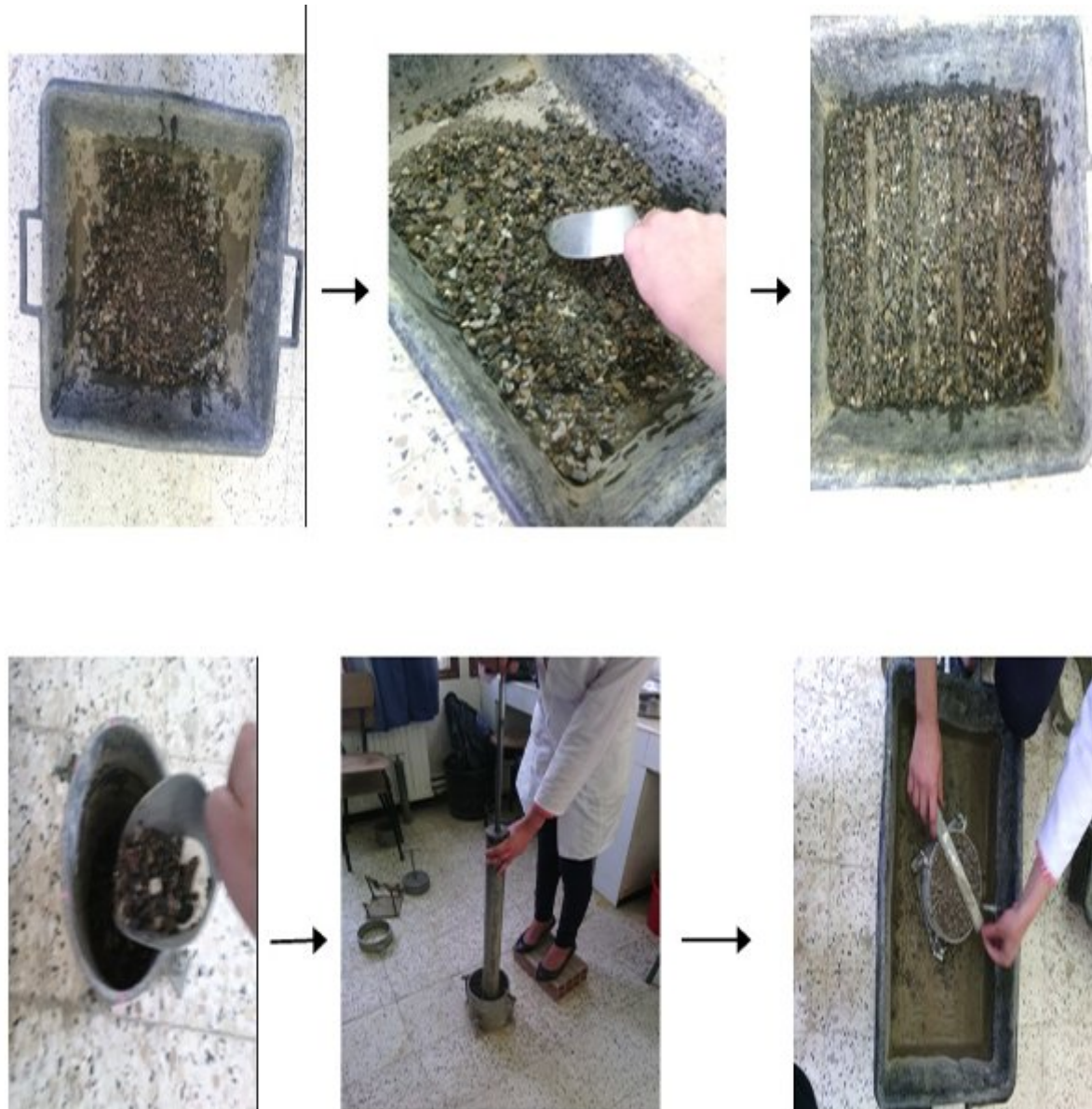


Fig IV. 5: Exécution de l'essai Proctor.

4.8.5. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

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

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

Granulats routiers seuls

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers seuls.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
03,50	4343,6	4226	02,78	1,90
06,00	4536,6	4299,6	05,51	2,02
08,50	4729,7	4368,7	08,26	2,05
11,00	4800,1	4289,8	11,89	2,01
13,50	4834,224	4248	13,80	2,00

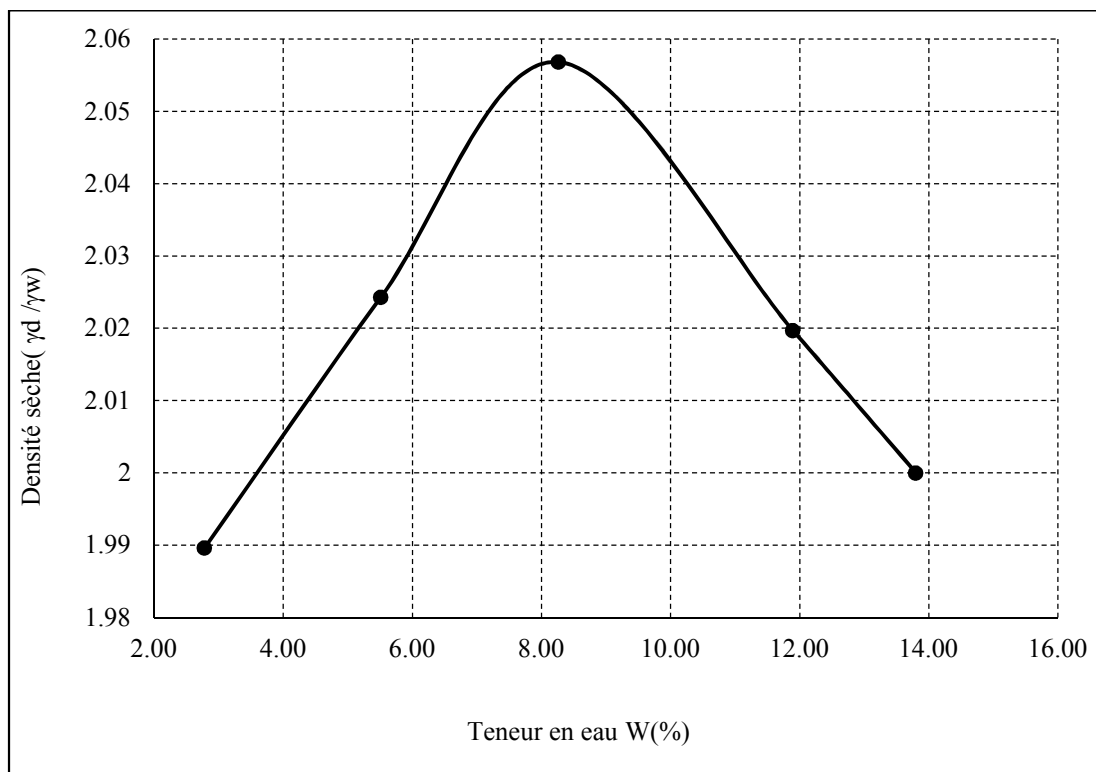


Fig IV .6 : Courbe Proctor des Granulats routiers seuls (G.R).

Granulats routiers + 10% de verre

Tableau IV.4 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers + 10% de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
3,5	4567,9	4337,5	5,31	2,04
6	4649,2236	4386,06	6	2,06
8,5	4830,2	4487,5	7,63	2,11
11	4833,6	4407,2	9,67	2,07
13,5	4840,7	4354,2	11	2,05

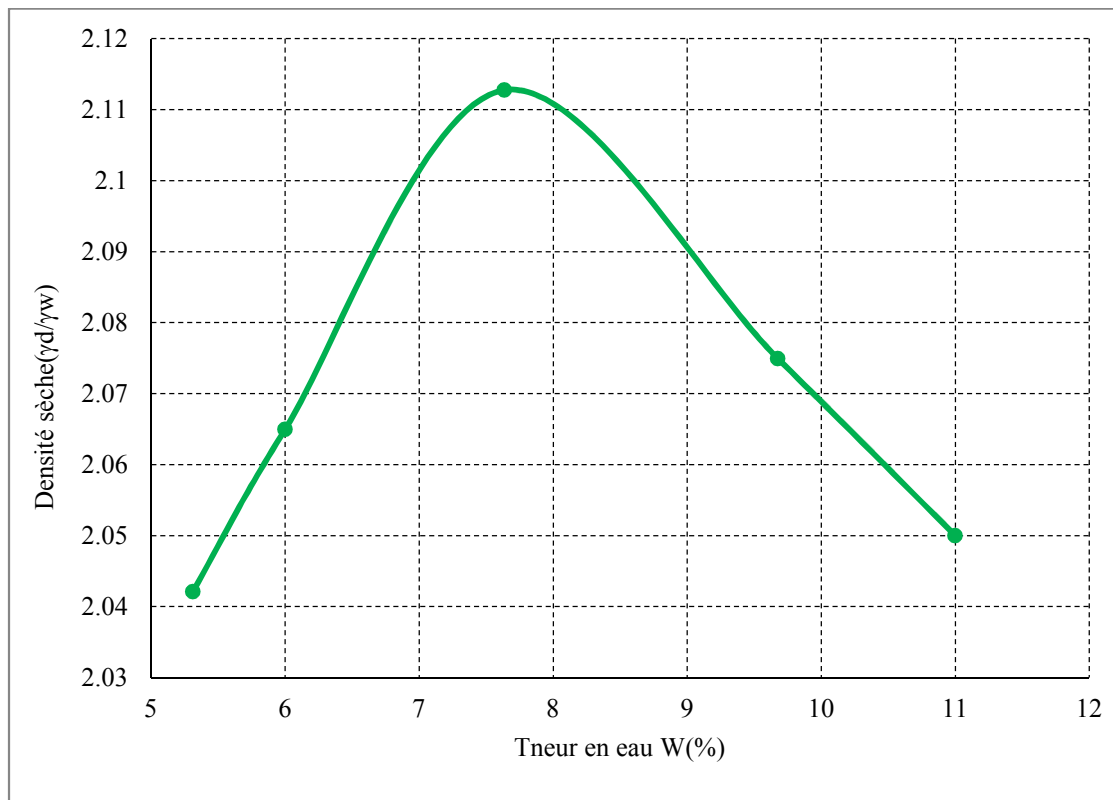


Figure IV .7 : Courbe Proctor des Granulats routiers + 10% de verre.

Granulats routiers + 20% de verre

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers + 20% de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
3,5	4544,2	4299,5	5,69	2,02
6	4699,784	4417,92	6,38	2,08
8,5	4899,3	4570,5	7,19	2,15
11	4769,9	4415	8,03	2,07
13,5	4701,2616	4332,96	8,5	2,04

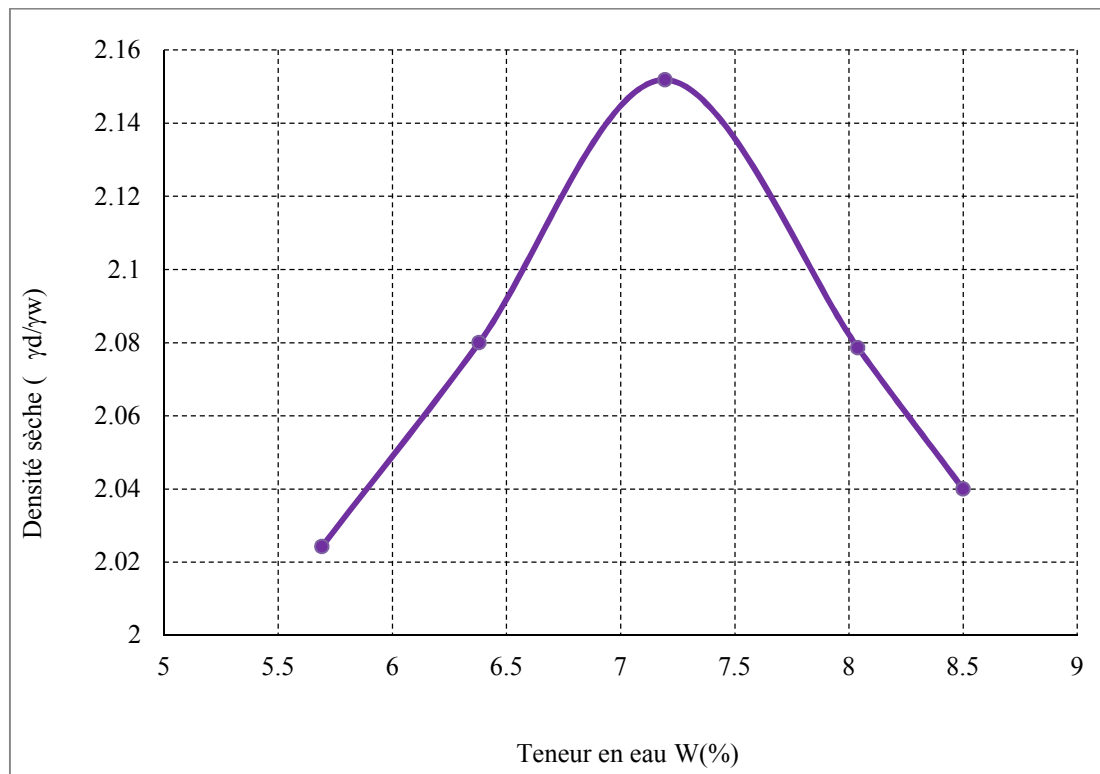


Fig IV .8 : Courbe Proctor des Granulats routiers + 20% de verre.

Granulats routiers + 30 % de verre

Tableau IV.6 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers+ 30 % de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
3,5	4510,9	4337,9	3,98	2,04
6	4608,7	4391,4	4,94	2,06
8,5	4854,9	4537,6	6,99	2,13
11	4774,5	4411,6	8,22	2,07
13,5	4733,0154	4354,2	8,7	2,05

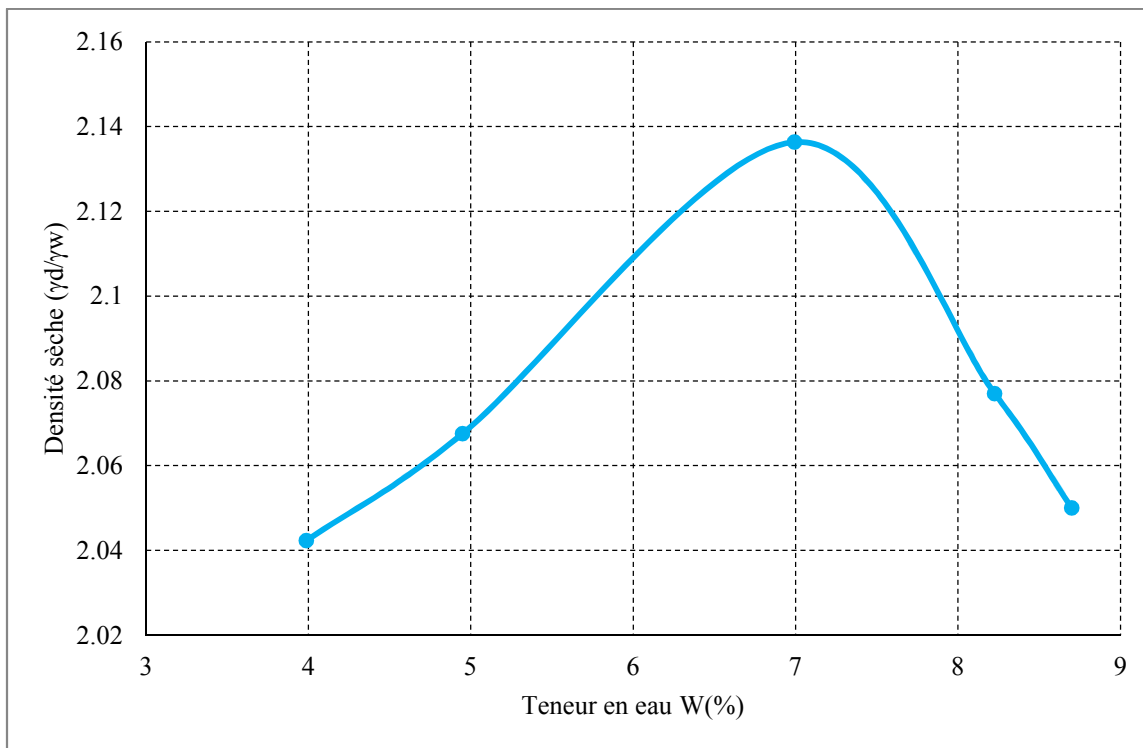


Fig IV .9 : Courbe Proctor des Granulats routiers+ 30 % de verre.

Granulats routiers + 40% de verre

Tableau IV.7 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers + 40% de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
6	4491,4	4265,5	5,29	2,008
8,5	4988,6	4661,2	7,02	2,19
11	4835	4476,2	8,01	2,10
13,5	4726,48	4354,2	8,55	2,05

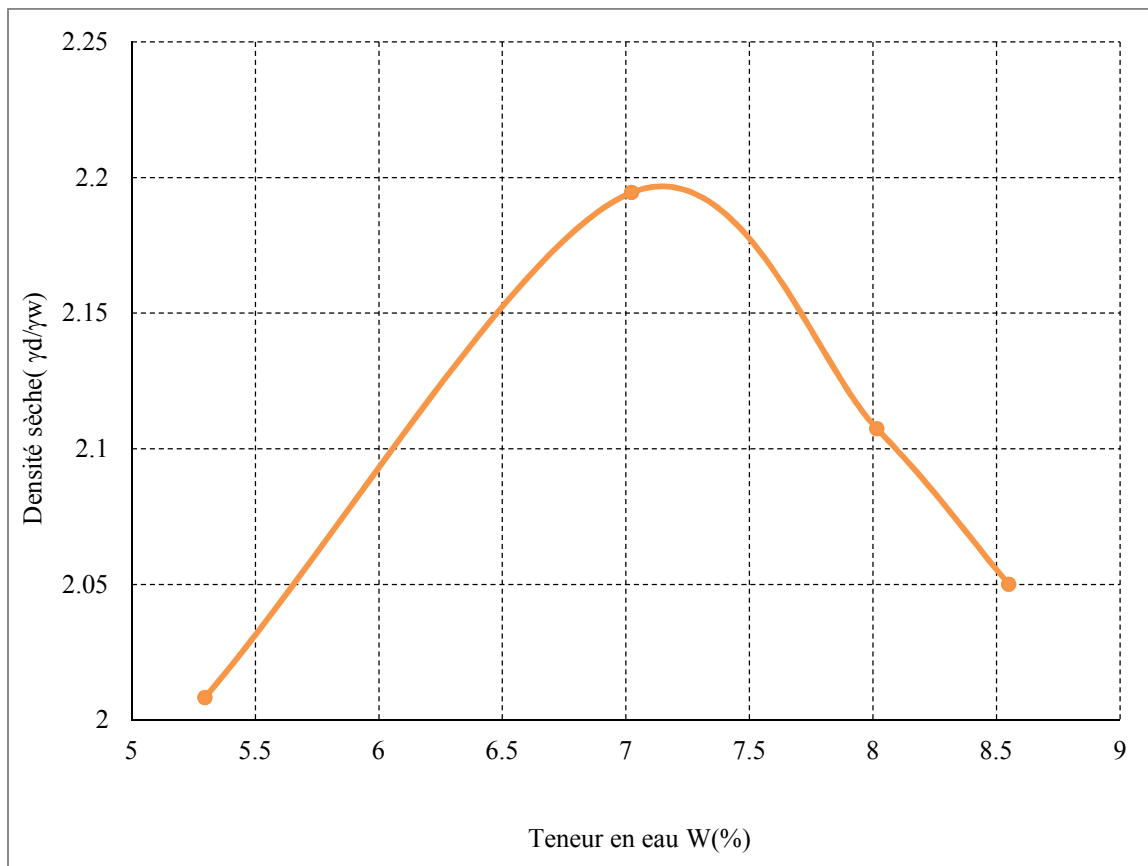


Fig IV .10: Courbe Proctor des Granulats routiers + 40% de verre.

Granulats routiers + 50% de verre

Tableau IV.8 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers + 50% de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
3,5	4587,6	4356	5,31	2,05
6	4728,024	4460,4	6	2,1
8,5	5010,1	4677,6	7,10	2,20
11	4910	4564,1	7,57	2,14
13,5	4771,9	4417,92	8,01	2,08

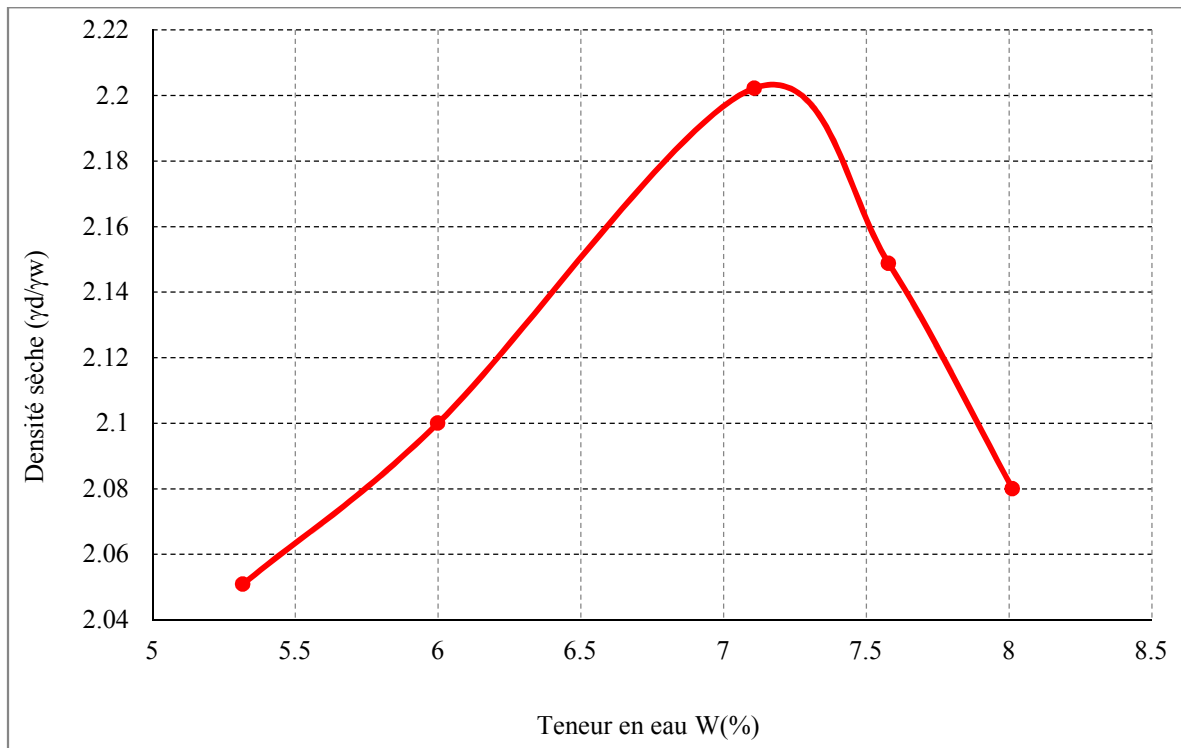


Fig IV.11 : Courbe Proctor des Granulats routiers + 50% de verre.

Granulats routiers + 60% de verre

Tableau IV.9 : Résultats de l'essai Proctor : Granulats routiers + 60% de verre.

Teneur en eau initial w (%)	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau w (%)	Densité sèche (γ_d/γ_w)
3,5	4446,5	4224,2	5,26	1,98
6	4592,9376	4332,96	6	2,04
8,5	4860,6	4535,2	7,17	2,13
11	4769,8	4431	7,64	2,08
13,5	4601,858	4248	8,33	2

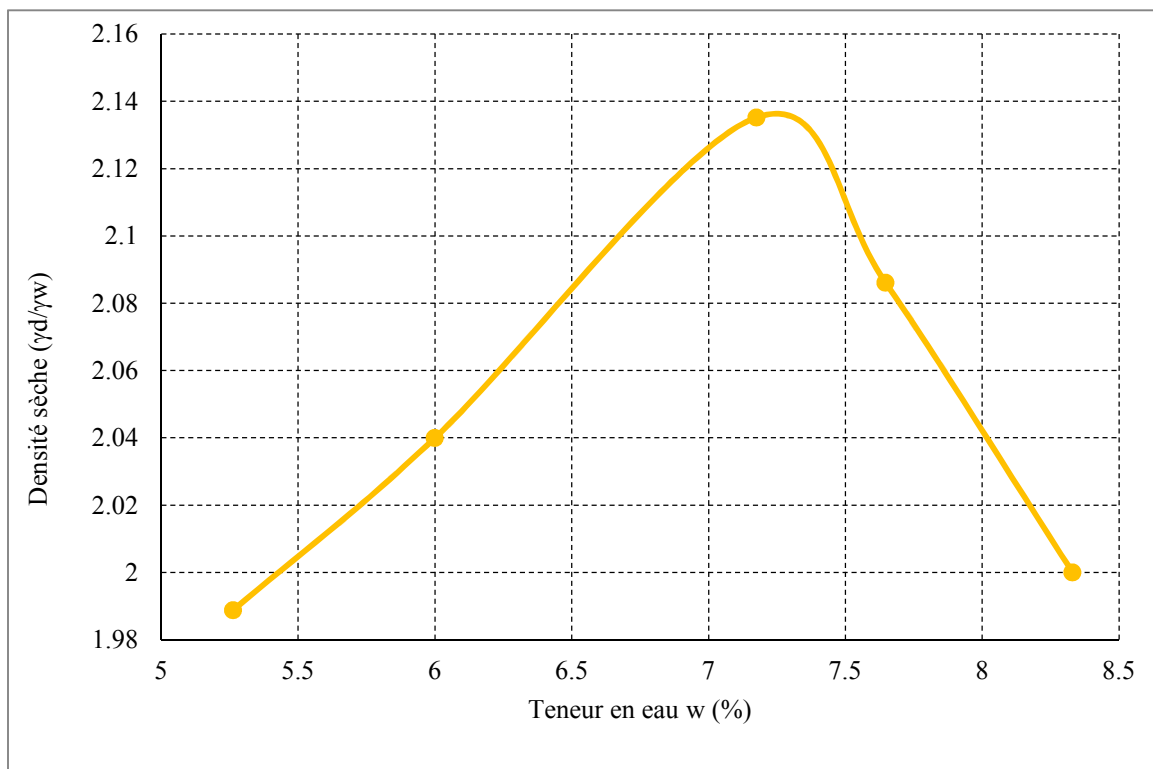


Fig IV .12 : Courbe Proctor des Granulats routiers + 60% de verre.

Courbe comparative des différents mélanges

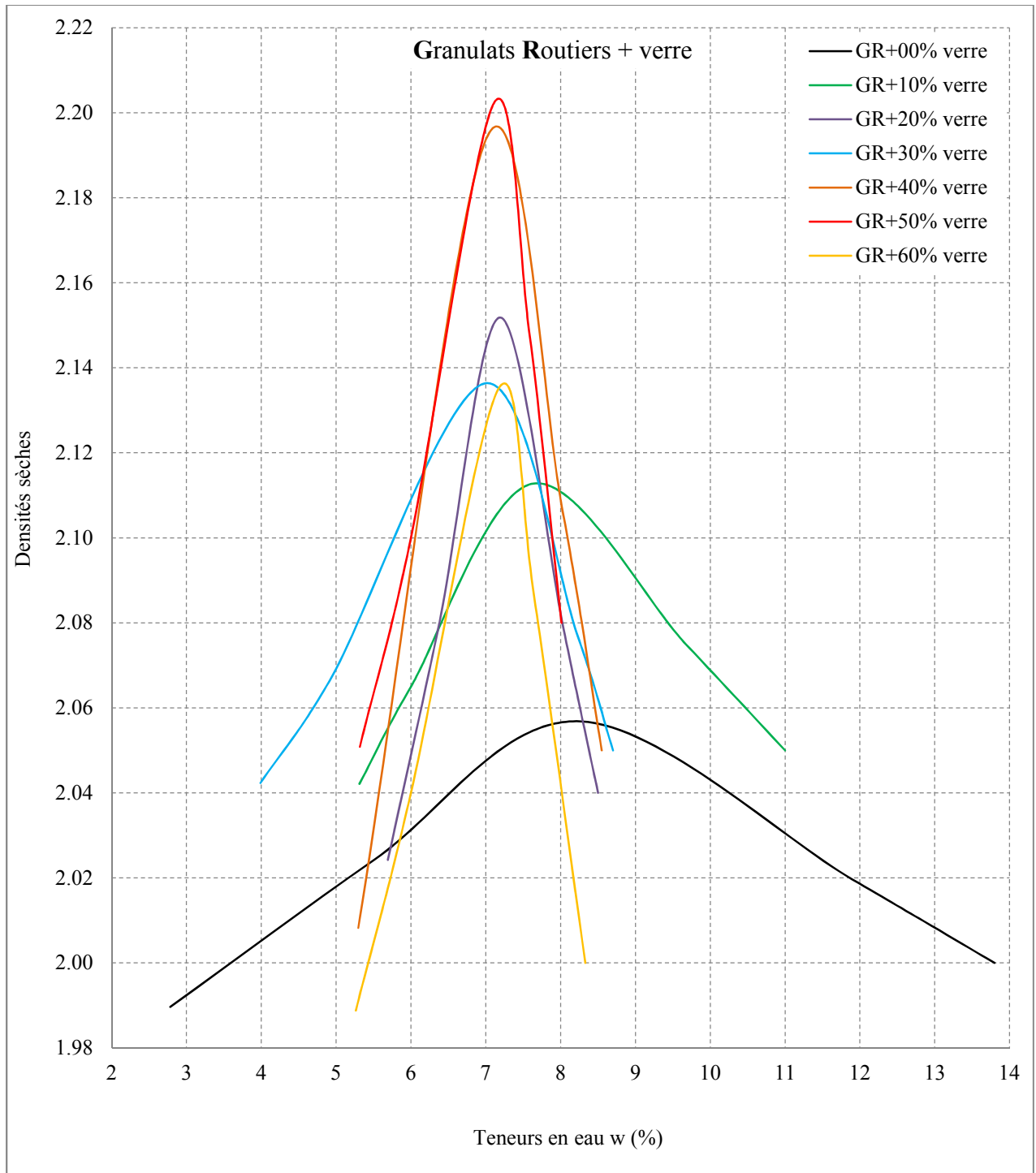


Fig IV.13 : Courbes Proctor comparatives des différents mélanges en fonction de la teneur en verre.

Tableau IV.10 : Évolution des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales en fonction de la teneur en verre.

Granulat routier + %verre	Densités sèches maximales (γ_d/γ_w)	Teneurs en eau optimales (W_{opt})
Granulat routier seul	2,056	8,26
Granulat routier + 10%%verre	2,113	7,8
Granulat routier + 20%%verre	2,114	7,35
Granulat routier + 30%%verre	2,136	7,17
Granulat routier + 40%%verre	2,196	7,15
Granulat routier + 50%%verre	2,204	7,2
Granulat routier + 60%%verre	2,136	7,25

Densité sèches maximales des différents mélanges

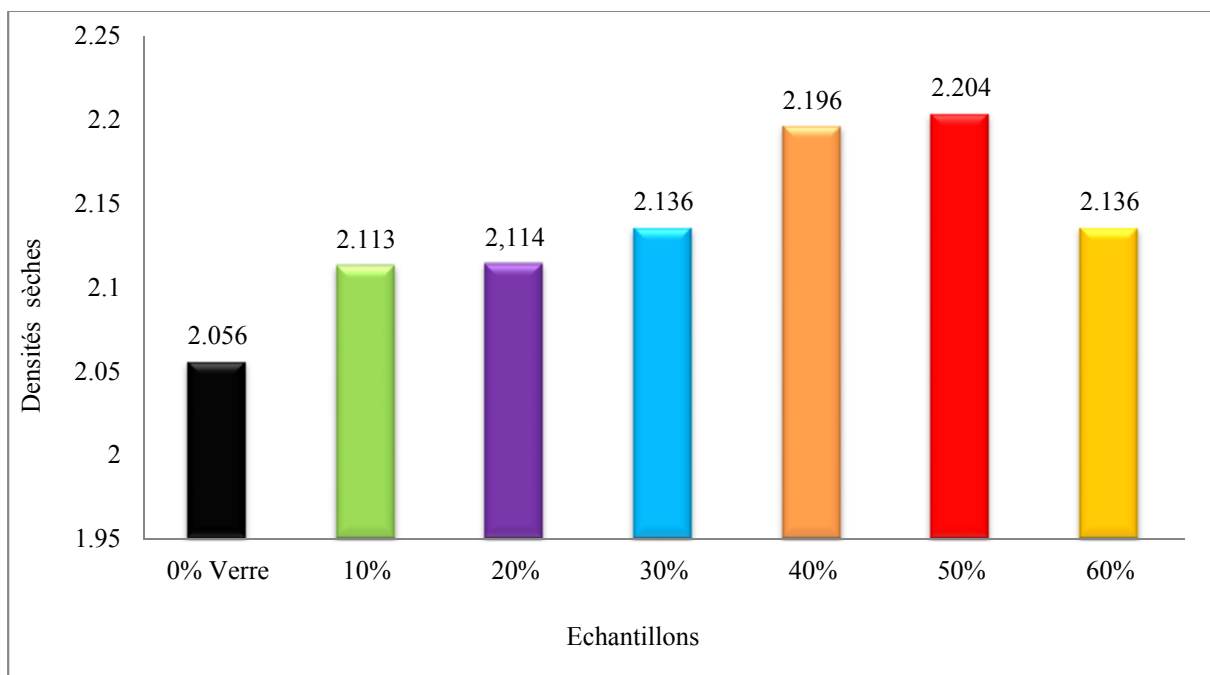


Fig IV.14 : Évolution des densités sèches maximales en fonction de la teneur en verre.

Au compactage des différents échantillons, nous avons constaté une amélioration de la densité sèche avec l'ajout du verre. Cette dernière est maintenue pratiquement constante dans le cas des mélanges contenant 10 à 20% de verre. L'amélioration de densité apparaît nettement avec l'ajout de 40 à 50% de verre pour atteindre une maximale de 2.204.

L'amélioration des densités dans le cas des mélanges peut être due au renforcement du squelette du matériau naturel par les grains de verre de tailles plus petites. En effet au cours du compactage les débris de verre épousent facilement la forme des vides existants entre les granulats naturels, ils diminuent de ce fait leur proportion dans les mélanges et augmentent par conséquent leurs densités.

Avec l'ajout de 60% de verre, la densité sèche commence à diminuer légèrement, mais elle reste toujours supérieure à celle des granulats naturels (sans verre). Ceci peut être dû à un excès de verre dépassant la teneur optimale nécessaire pour une meilleure densité. Cet excès peut déstabiliser la structure des mélanges la plus dense et les rendre moins dense au compactage.

Teneurs en eau optimales des différents mélanges

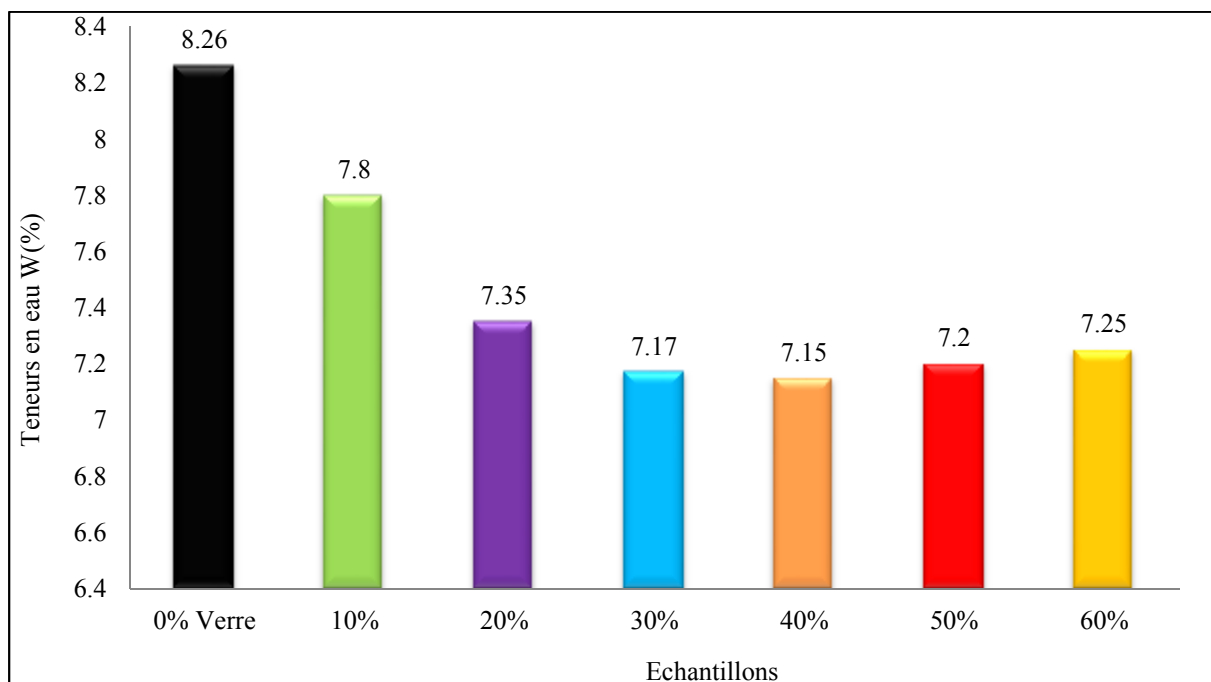


Fig IV .15: Évolution des teneurs en eau optimales en fonction de la teneur en verre.

La teneur en eau optimale obtenue au compactage des granulats routiers seuls est de 8.26 %. L'ajout du verre a influencé également la teneur en eau de compactage ; cette dernière a diminué dans le cas des mélanges. Ceci peut se traduire par une économie d'eau très importante, notamment dans le cas des régions où l'eau est une denrée rare.

4.9. Essais de portance CBR (Californian Bearing Ratio)

Cet essai a été développé en 1929 par les ingénieurs T.E Stanton et O.J. Porter du département des routes de Californie. Il permet la classification d'un sol pour être utilisé comme sous fondation et fondation dans la construction de routes. Pendant la deuxième guerre mondiale, le corps des ingénieurs des États-Unis l'ont également adapté pour la construction des aéroports.

4.9.1. But de l'essai

Il nous permet de calculer la portance du sol, en estimant sa résistance au poinçonnement.

Il y a différents types d'essais CBR à réaliser en fonction du type et de la qualité du sol. On mesure trois types d'indice en fonction des buts fixés (AFNOR, 1997) :

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

4.9.2. Principe de l'essai

Après avoir compacté le matériau dans les conditions de l'essai Proctor modifié, on lui applique les conditions hydriques prévues :

- Immersion pendant 4 jours dans l'eau.
- Pas d'immersion : l'indice Portant immédiat (IPI).

Le matériau à étudier étant placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau optimale, on applique ensuite une charge voisine de ce que sera la charge de service, puis on le poinçonne par un piston de 19,35 cm² de section, enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn. Tout en mesurant les efforts et déplacements résultant. Puis on fait une comparaison de ces résultats avec ceux obtenus sur un sol de référence.

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

$$\left[\begin{array}{l} I_{(2,5)} = \frac{(\dots)}{(\dots)} * 100 \\ I_{(5)} = \frac{(\dots)'}{(\dots)} * 100 \end{array} \right.$$

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 est la variation de hauteur mesuré (mm) ;

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.0 mm.

4.9.3. Mode opératoire

a) Préparation des échantillons

Le compactage fait dans les conditions de l'essai Proctor modifié, il faut réaliser au préalable l'essai PM pour pouvoir connaître la teneur en eau optimale et la densité apparente sèche maximale.

Connaissant donc w_{opm} (teneur en eau de l'optimum Proctor modifié), On ajoute la quantité d'eau nécessaire pour obtenir un matériau à une teneur en eau égale à w_{opm} .

Quantité de matériau à préparer : 4.5 Kg environ par essai.

b) Exécution de l'essai

- Compacter à la teneur en eau égale à w_{opm} suivant le processus de l'essai PM (moule CBR, dame lourde, 5 couches, 55 coups par couche),
- Araser.
- Retourner le moule pour fixer sur la plaque de base, l'extrémité qui était en haut (mettre une feuille de papier filtre).
- Enlever la plaque de base et ôter le disque d'espacement.

4.9.4. Exécution du poinçonnement

❖ Détermination de l'indice portant immédiat (IPI)

- On utilise une presse qui est munie d'un piston de poinçonnement de diamètre 4,96 cm (section 19,3 cm²), et qui est pourvue d'un contrôleur de cadence ainsi que d'un comparateur permettant de suivre les enfoncements au 1/100^{ième} de mm près (AFNOR, 1997) (CEN, 2004).

- On place l'échantillon sur le plateau, bien axé sur le piston de poinçonnement. Les charges annulaires sont remises en place (leur trou central laisse le passage au piston de poinçonnement).
- On amène la tige au contact du sol et quand l'aiguille dynamométrique de la presse commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro.
- Puis la presse est actionnée à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1,27 mm/min, le mouvement étant régulé, soit de manière automatique, soit en suivant le cadence-mètre de la machine.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.



Fig IV.16 : Appareillage de poinçonnement CBR.

❖ Détermination de l'indice CBR immédiat

Interposer deux surcharges dans le volume libéré par le disque d'espacement. S'il est prévu que la contrainte apportée par la chaussée sur le sol soit supérieure aux 4.6kg deux surcharges ainsi constituées, Il ya lieu d'ajouter autant de surcharges que nécessaire. L'ensemble moule plaque de base et surcharges est alors posé sur la presse. Exécuter ensuite le poinçonnement (AFNOR ,1997).

❖ Détermination de l'indice CBR après immersion (CBR_{imm})

L'opération d'imbibition de l'échantillon se réalise de la façon suivante (AFNOR ,1997):

- On place alors successivement un disque de papier filtre, un disque perforé de mesure du gonflement (appelé Disque perforé de mesure du gonflement), et une charge constituée par des disques annulaires de 2,265 Kg (au moins 2 ou encore 4 demi-disques), représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.
- On met le tout dans un bac rempli d'eau, la plaque de base étant un peu écartée du fond pour permettre le passage de l'eau. Un comparateur tenu par un trépied placé sur le moule mesurera les variations de hauteur de l'échantillon.
- On remplit d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai. À la fin d'une opération d'imbibition, on note le gonflement.

- **Imbibition – Mesure du gonflement**

Le but de cette opération est de placer le sol dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Trois cas peuvent être envisagés :

- Pour un terrain particulièrement sec ne risquant ni de subir des remontées d'eau (nappe phréatique profonde), ni de recevoir des eaux pluviales (revêtement étanche ou climat très sec), on pourra se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau Wopm (optimum Proctor à énergie de compactage modifiée) qui est celle à laquelle l'échantillon a été préparé.
- Pour un terrain pouvant subir de fortes remontées d'eau, ou des inondations, ou recevoir les pluies d'un climat très humide, on procède à une imbibition complète (jusqu'à ce que la variation d'épaisseur de l'échantillon devienne inférieure à 0,003 mm par 24 heures),
- Dans les autres cas, qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures \pm 1h).



Fig IV.17 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

4.9.5. Résultats et discussions

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à la détermination des indices CBR après immersion (CBR_{imm}) et l'indice Portant immédiat (IPI) pour les différents mélanges. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IV.11 :

Tableau IV.11 : Résultats des essais CBR.

Échantillons	Gonflements Relatifs G (%)	Indices Portants immédiats (IPI) (%)			Indices CBR après immersion (CBR_{imm}) (%)		
		I(2,5)	I(5)	IPI	I(2,5)	I(5)	CBR_{imm}
Granulats routiers seuls	0	45.994	75.219	75.219	36,187	57,268	57,268
Granulats routiers +10%verre	0	75.566	88.925	88.925	69,813	90,679	90,679
Granulats routiers +20%verre	0	90.349	100	100	55,850	99,89	99,89
Granulats routiers +30%verre	0	82.99	108.549	108.549	78,701	111,255	111,255
Granulats routiers +40%verre	0	90.414	111.038	111.038	85,465	131,751	131,751
Granulats routiers+50%verre	0	84.310	132.172	132.172	97,188	139,873	139,873
Granulats routiers +60%verre	0	67.349	95.285	95.285	52,565	105,844	105,844

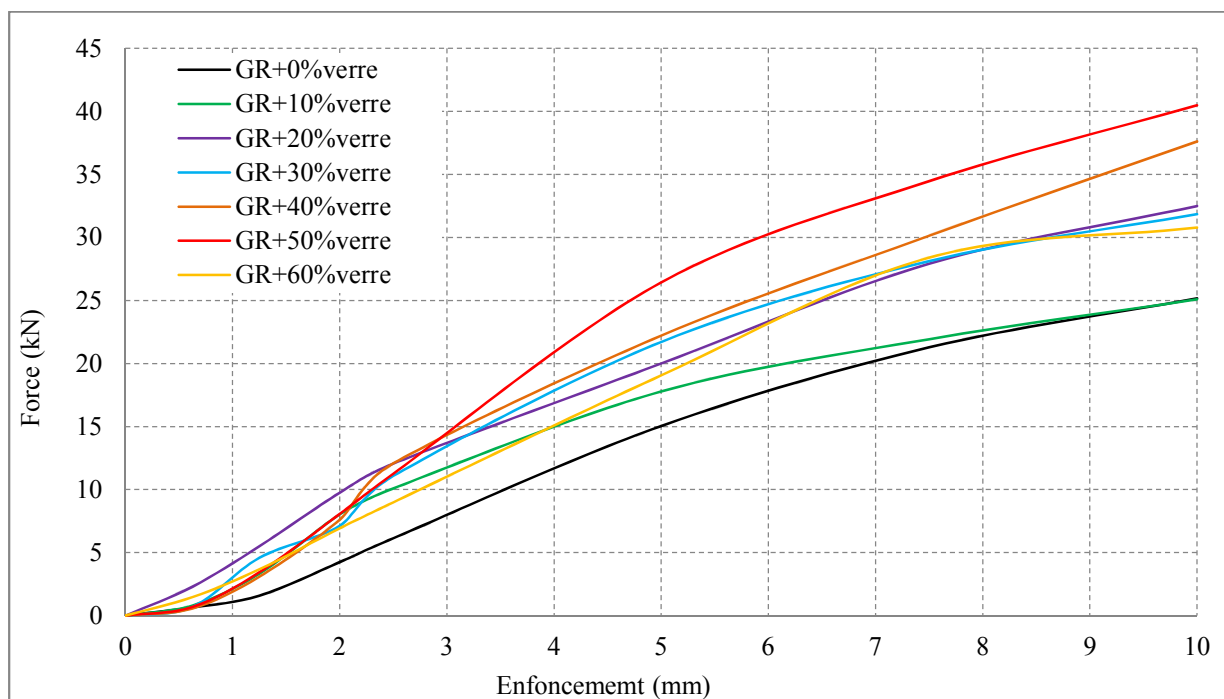


Fig IV.18. : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des IPI.

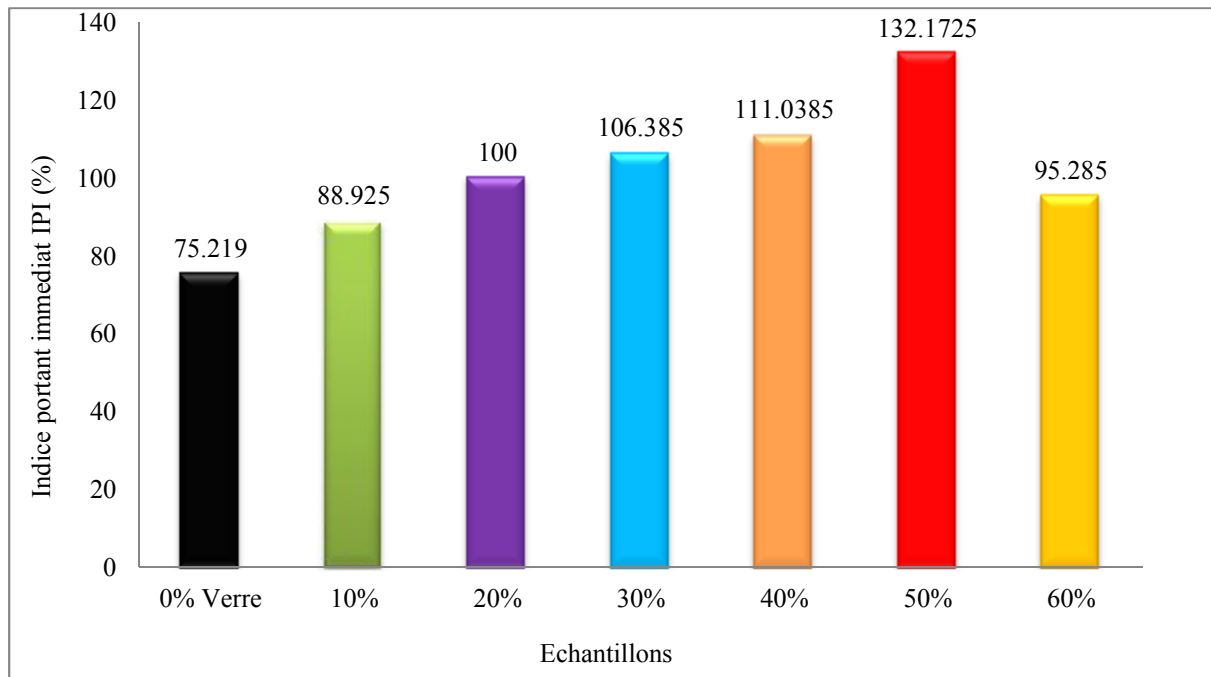


Fig IV.19. Résultats des essais CBR (indice Portant immédiat : IPI).

L'indice Portant immédiat (IPI) s'améliore de plus en plus avec l'ajout du verre notamment après 10% de verre, pour atteindre un maximum de 130,172 avec l'ajout de 50% de verre.

Avec l'ajout de 60% de verre, la portance immédiate du mélange commence à diminuer, mais elle reste toujours supérieure à celle des granulats naturels (sans verre).

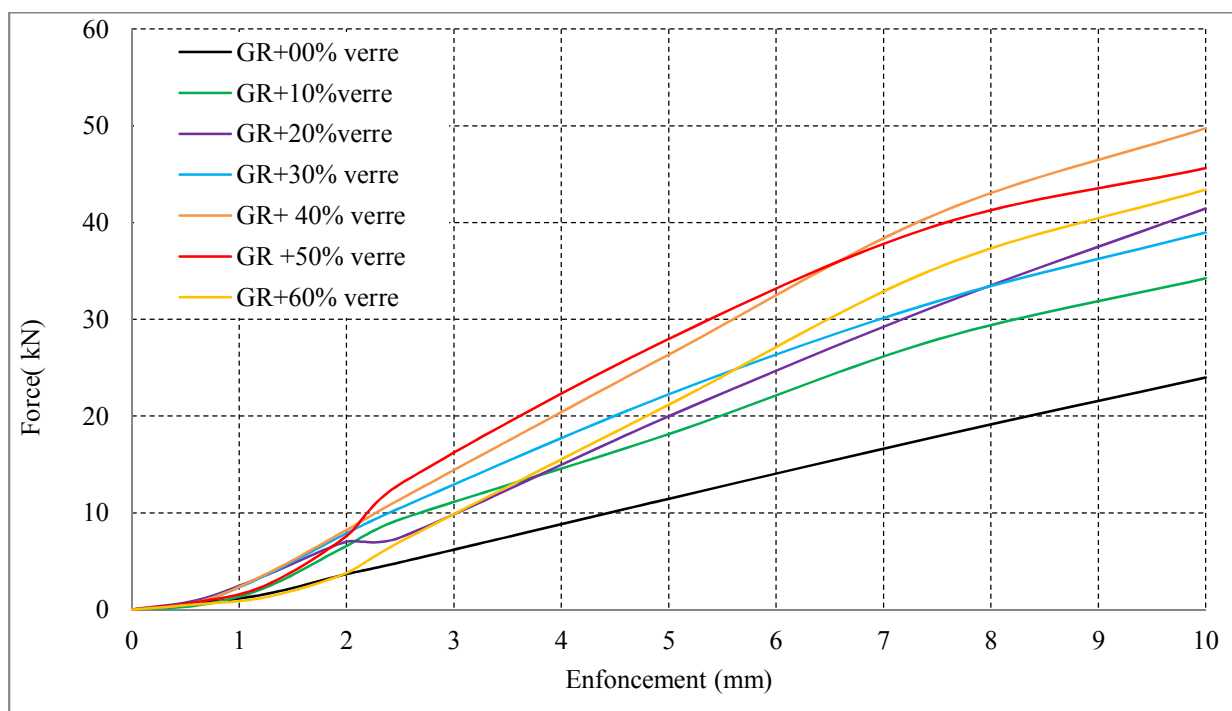


Fig IV.20 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des CBRimm.

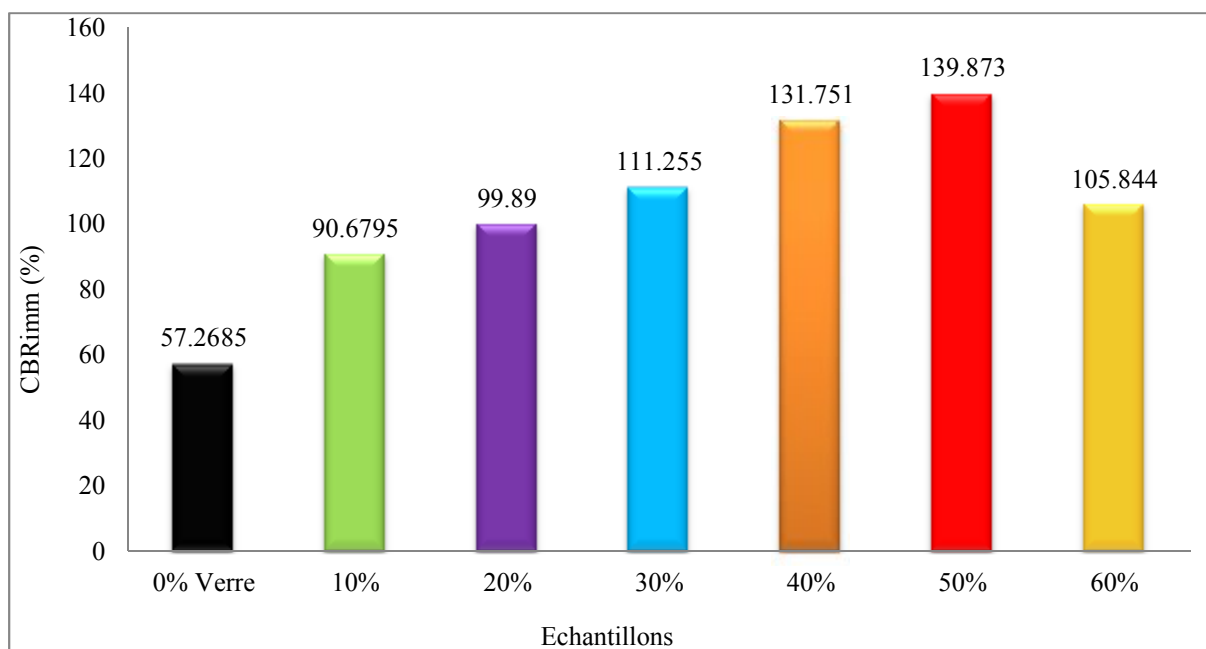


Fig IV.21 : Résultats des essais CBR après immersion.

L'ajout du verre améliore également la portance des mélanges en présence d'eau. En effet, la portance des échantillons après immersion est pratiquement triplée, elle passe de 57,26 sans verre à 139,87 avec l'ajout de 50% de verre. En passant à 60% de verre l'indice CBR après immersion a diminué, néanmoins il reste supérieur à celui enregistré dans le cas de l'échantillon sans verre.

La portance développée par les différents échantillons avant et après immersion est liée directement à leurs densités sèches obtenues au compactage. Plus le matériau est dense, moins il contient des vides. Ce qui entraîne une meilleure résistance au poinçonnement.

En se référant aux classes de portances présentées dans le tableau IV.12, nous pouvons dire que les matériaux étudiés développent des portances très élevée (S4).

Tableau IV.12 : Classes de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).

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

En termes de gonflement, les mélanges étudiés ne sont pas gonflants. L'indice de gonflement pour tous les mélanges est pratiquement nul.

Les caractéristiques mécaniques obtenues aux essais Proctor et CBR sur les mélanges étudiés, sont très satisfaisantes et vérifient largement les conditions exigées par les normes.

Ceci permet de les proposer comme matériaux routiers à conditions de présenter des résultats satisfaisants sous d'autres essais routiers.

4.11. Autres essais routiers

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, par exemple le degré d'usure pour les granulats utilisés pour les couches de chaussées.

4.11.1. Essai Micro Deval

L'essai micro-Deval permet de mesurer la résistance à l'usure des granulats, selon la norme française P 18-572. C'est un essai normalisé destiné à caractériser l'usure par frottements réciproques en présence d'eau d'un gravillon et consistant à mesurer la quantité de fines produites lors de la rotation d'un cylindre contenant le matériau et de l'eau.

Plus le pourcentage d'usure est bas, plus l'échantillon est résistant à l'usure.



Fig IV. 22: Machine d'essai Micro-Deval.

- **Principe**

Il faut préparer par lavage et tamisage les fractions suivantes : 10/14 ; 6.3/10;4/6.3. Ces fractions sont encore divisées, dans lequel on prélève une certaine quantité (500g), en rajoutant la masse de bille indiquée (ci-dessous).

Tableau IV.13 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).

Classes 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

Le MDE obtenue varie suivant la coupure, il est donc conseillé de prendre toujours la même fraction pour pouvoir comparer les résultats. Mettre la prise d'essai, la masse de bille d'innox (servant de charge abrasive) et compléter avec (2.5 +/- 0.05) l d'eau par cylindre.

Pour chaque essai, il est demandé de préparer deux cylindres identiques. Mettre à tourner pendant 1200 tours ; séparer l'échantillon obtenu des billes d'acier (par exemple à l'aide d'un aimant) et laver les granulats restant au tamis de 1.6 mm en éliminant tous le passant à cet ami. Sécher et peser le refus à 1.6 mm.

Le coefficient MDE est déterminé par la formule suivante :

$$\text{MDE} = (500 - m) / 5$$

Avec :

m : masse du refus à 1.6 mm.

$$\text{MDE} = (500 - 381.490) / 5 = 23.7 < 30$$

4.11.2. Essai Los Angeles

C'est un essai normalisé de la mesure de la résistance à la fragmentation par chocs des éléments d'un échantillon de granulats, norme française P 18-573. Il mesure la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant aux chocs de boulets normalisés.



Fig IV.23 : Machine d'essai Los Angeles.

- **Principe**

Il faut préparer par lavage et tamisage les fractions suivantes : 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm. Ces fractions sont encore divisées, dans lequel on prélève une certaine quantité (5000gr), en rajoutant la masse de bille indiquée (ci-dessous)

Tableau IV.14 : Charge de boulets suivant le type de classe granulaire (AFNOR ,1990).

Classe granulaires (mm)	Nombre de boulets	Masse de la charge de boulet (g)
4-8	8	3450 à 3540
6.3-10	9	3840 à 3980
8-12.5	10	4260 à 4860
10-14	11	4700 à 4860
12.5-16	12	5120 à 5300

L'essai est mis en route en exécutant à la machine 500 rotations à une vitesse comprise entre 30 et 35 tr/min pour toutes les classes sauf la classe 25-50 mm où le nombre de rotation est de 1000.

Après l'essai on emporte les granulats et on les ramasse dans le bac placé sous l'appareil pour éviter les pertes des granulats, il faut apporter l'ouverture au-dessus de ce bac. On blute le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm puis on lave le refus à 1,6 mm dans un autre bac et on le verse dans le bac troué. Dès que le refus est séché à l'étuve alors on détermine les poids de la pesée M_1 , et on calcule alors le coefficient Los Angeles. Le coefficient Los Angeles(LA) est déterminé par la formule suivante :

$$LA = (5000 - M') / 50$$

M' : Refus du tamis 1.6 mm.

$$LA = (5000-3734.3)/50 = 25.314 < 35$$

$$LA + MDE = 49.01 < 55$$

Tableau IV.15 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure

Catégories	$L_A + M_{DE}$	L_A	M_{DE}
A	≤ 25	≤ 20	≤ 15
B	≤ 35	≤ 25	≤ 20
C	≤ 45	≤ 30	≤ 25
D	≤ 55	≤ 35	≤ 30
E	≤ 80	≤ 45	≤ 45
F	> 80	> 45	> 45

D'après le tableau IV.15 et les résultats des essais réalisés, nous pouvons dire que les granulats étudiés sont de catégorie D (Grave alluvionnaires propre). Ce type de granulats peut servir pour les chaussées à faible trafic.

4.12. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis d'étudier en fonction de la teneur en verre, l'aptitude au compactage des différents mélanges ainsi que leur portance dans les plus mauvaises conditions hygrométriques. Les essais routiers (Los Angeles et micro-Deval), permettent par contre, d'étudier la résistance à l'usure des matériaux présentés.

Les résultats obtenus sont très intéressants, néanmoins, ils ne peuvent être suffisants pour leur sélection comme matériaux pour corps de chaussées. D'autres essais sont indispensables pour confirmer ou non leur utilisation dans le domaine routier.

Des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sont présentés dans le chapitre suivant pour permettre d'étudier le comportement des différents mélanges sous d'autres types de sollicitations.

Chapitre V

Essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

5.1. Introduction

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

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

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

5.2. Notion de résistance au cisaillement

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

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

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphe suivant (LCPC, 1987).

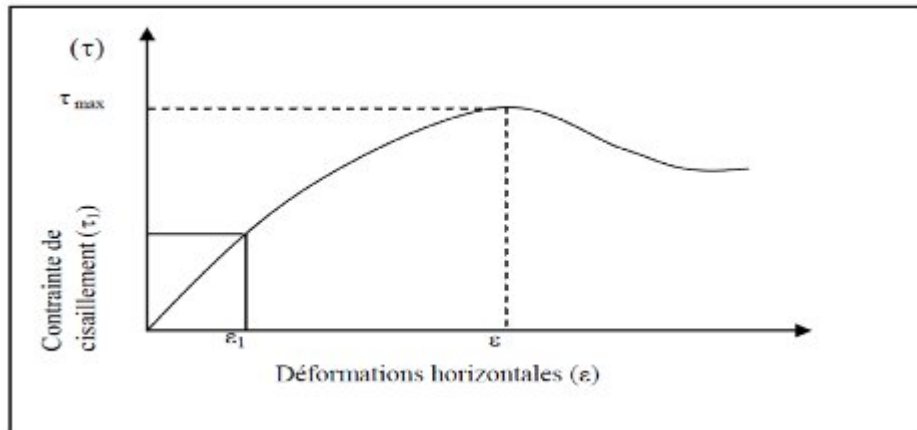


Fig V.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Selon le (LCPC 21, 1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 .

5.3. But de l'essai

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

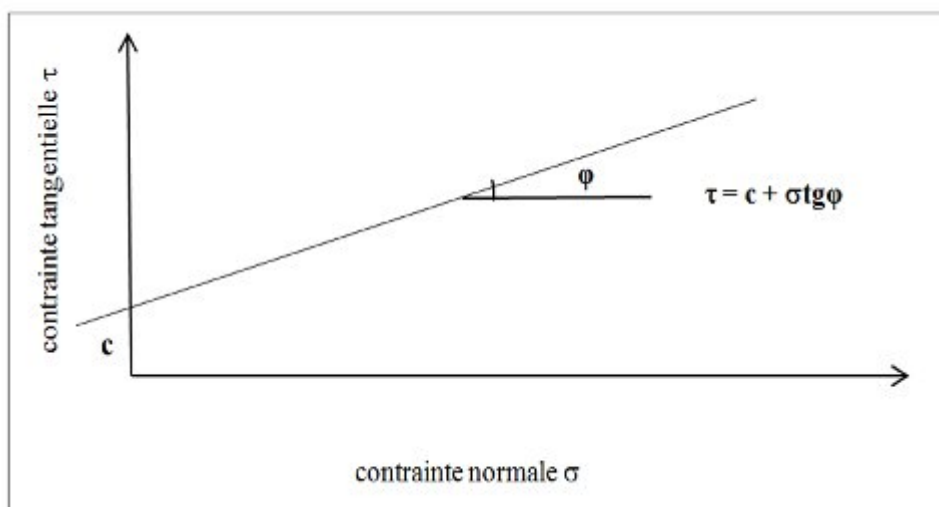


Fig V.2 : Droite intrinsèque.

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

L'équation de cette droite est donc :

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

Elle exprime « la loi de coulomb ».

- Sols pulvérulents : la droite passe par l'origine des axes.
- Sols cohérent : la droite ne passe pas par l'origine des axes.

5.4. Paramètres c et φ pour différents sols et différents types d'essais

Deux grandes catégories de sols seront envisagées dans ce mode opératoire :

- Sols pulvérulents : les graviers et les sables.
- Sols cohérent : argiles et limons.

- **Cas des Sols pulvérulents**

Dans ce cas, la droite de Coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme c est nul. L'équation de Coulomb devient :

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

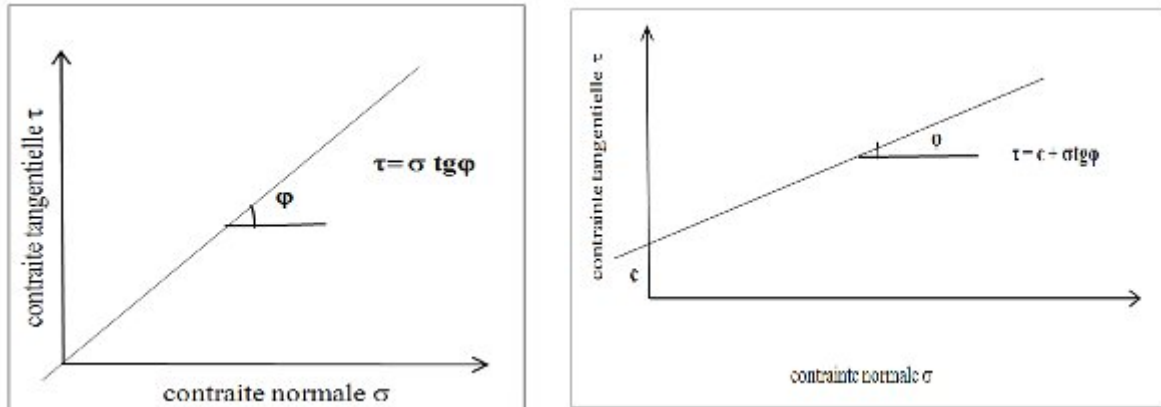
- **Cas des sols cohérents et frottants**

L'eau joue un rôle fondamental dans la résistance au cisaillement des sols cohérents. Pour simplifier le problème, seuls seront considérés les sols saturés.

Les valeurs (c) et (φ) obtenues dépendent essentiellement de la vitesse de l'essai et de la perméabilité des sols.

L'équation de Coulomb est :

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



Sol pulvérulent.

Sol cohérent et frottant.

Fig V.3 : Droite intrinsèque deux catégories de sols.

- **Cas des sols purement cohérents**

Dans le cas des sols purement cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme φ est nul.

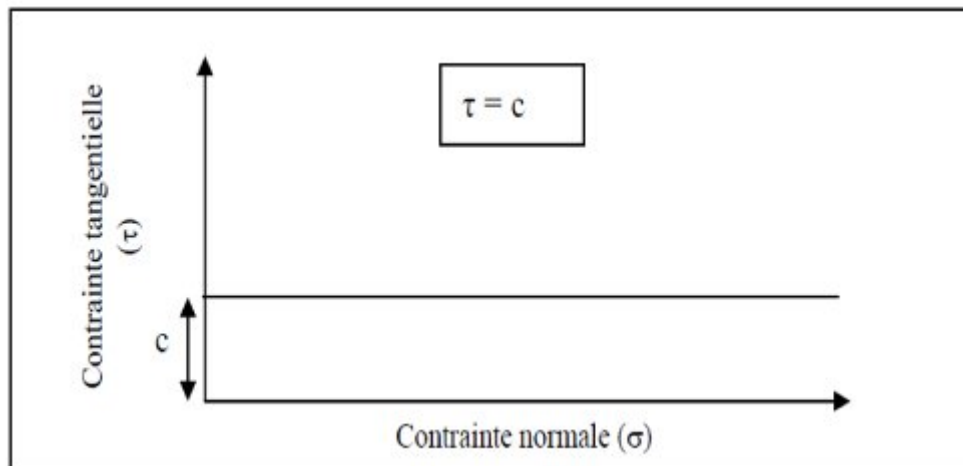


Fig V.4 : Droite intrinsèque des sols purement cohérents .

Trois types d'essais sont couramment réalisés :

- **Essai consolidé, drainé (CD)**

Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant $u = 0$. Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb.

La courbe intrinsèque est une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg } \varphi'$$

Où : φ' : angle de frottement effectif,

c' : cohésion drainée

- **Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)**

L'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder aux caractéristiques intergranulaires du sol c' et ϕ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

$$\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u$$

- **L'essai non consolidé non drainé (UU)**

Les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer c_u , cohésion non drainée. L'angle de frottement interne ϕ_u est généralement supposé nul.

5.5. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols est causée par le frottement, l'enchevêtrement et les forces de la cohésion entre les particules. Les facteurs qui agissent sur ces trois causes auront évidemment une grande influence sur la valeur de l'angle de frottement ϕ et la cohésion. Ces paramètres varient d'un sol à l'autre. Surtout en fonction de certaines propriétés physiques, de la compacité, et des conditions de drainage... etc.

Plus l'angle de frottement et la cohésion seront grands plus la résistance au cisaillement devrait être élevée.

5.5.1. Dans les sols cohérents et frottants

Les sols cohérents étant peut perméables, les paramètres de la résistance au cisaillement y sont surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau. Quand le drainage est nul, l'eau demeure emprisonnée dans les vides du sol. Si, de surcroît, le sol est saturé ce qui est souvent le cas des argiles, aucune consolidation n'est possible après l'augmentation des contraintes. En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides du sol. Dans de telles conditions, lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas ; seules les pressions interstitielles augmentent.

5.5.2. Dans les sols pulvérulents

Dans ce type des sols la cohésion est nulle, la valeur de l'angle de la compacité du sol, de sa granulométrie et de la forme de ses particules. La compacité du sol constitue le facteur d'influence le plus important dans les sols pulvérulents : lorsqu'elle augmente, l'indice des vides diminue et l'angle ϕ augmente. Plus les particules d'un sol sont angulaires, plus d'angle de frottement est important ; inversement, des particules arrondies font diminuer l'angle de frottement (Robitaille et Tremblay, 1997)

5.6. Appareillage de cisaillement

L'appareillage de cisaillement à la boîte comprend :

- La boîte de cisaillement de section intérieure $A = L \times L = (60 \times 60) \text{ mm}^2$, elle est composée de deux demi-boîtes ;
- Un système mécanique permettant d'appliquer les contraintes verticales désirées ;
- Un système mécanique permettant de déplacer horizontalement la demi-boîte inférieure ;
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillement ;
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déformations horizontales ;
- Un comparateur au 1/100 de millimètres indiquant les déplacements verticaux ;
- Un chronomètre pour prendre les mesures chaque 15 secondes.

5.7. Principe de la méthode

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée.

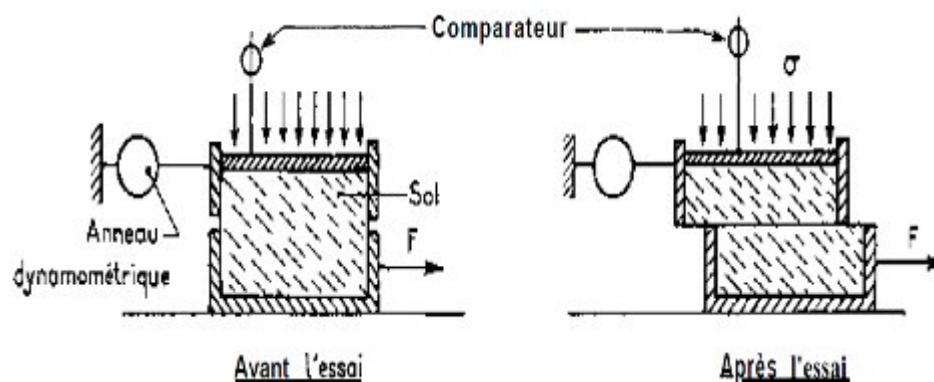


Fig V.5 : Schéma de la boîte de cisaillement.

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

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

5.8. Mode opératoire

Les essais sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur des échantillons humidifiés à leurs teneurs en eau optimale.

Densifier l'échantillon dans un anneau où son volume est connu et le mettre dans la boîte de cisaillement ;



Anneau 60*60mm²

Remplissage et compactage

Fixation des deux demi boites

Fig V.6 : Mode opératoire du cisaillement direct à la boîte.

Mettre la plaque rainurée et l'autre plaque à la base ;

Fixation des demi-boîtes ;

Mettre la boîte sur le chariot et positionner les comparateurs et capteurs pour faire des lectures (déplacement horizontal, déplacement vertical et force tangentielle).



Fig V.7: Échantillon après cisaillement.

5.9. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et l'avoir mis dans la boîte de cisaillement ;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = (100, 200, 300)$ kPa, maintenue constante tout le long de l'essai ;
- Mettre tous les comparateurs à zéro ;
- Régler la vitesse de la machine de façon à imposer un déplacement horizontal relatif entre les deux demies- boîtes constant ;
- Démarrer la machine et prendre les lectures des trois comparateurs simultanément à des intervalles de temps réguliers ; toute les 15 secondes ;
- La rupture est atteinte lorsqu'un pic ou un palier est obtenu du graphe $\tau = f(\Delta l)$, ce qui permet d'arrêter l'essai après quelques lectures décroissantes ou stabilisées, sinon on ira jusqu'à la fin de la course ;
- Toutes les lectures obtenues sur les comparateurs sont converties en unités de calcul.

5.10. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

- **Avantages**

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

- **Inconvénients**

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;
- Frottement de deux demi-boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.
- Mauvaise répartition des contraintes normales sur toute la surface de l'échantillon.

5.11. Expression des résultats

L = longueur de la boîte de cisaillement, (L = 60 mm);

ΔL : déplacement horizontale (mm);

Sc : la section corrigée, $Sc = L (L - \Delta L)$ en mm^2 ;

La variation de volume en pourcentage (%), $\varepsilon_v = (\Delta V/V)$;

Avec ΔV : variation volumique en mm^3 .

La contrainte tangentielle $\tau = T / Sc$ en kPa où T est la force de cisaillement en (daN).

5.12. Présentation et discussion des résultats

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

- Contraintes-déformations $\tau = f(\varepsilon_h)$, $\varepsilon_h = \Delta L / L$ étant la déformation horizontale ;
- Variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$;
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

Échantillon 1 : Granulats routiers seuls.

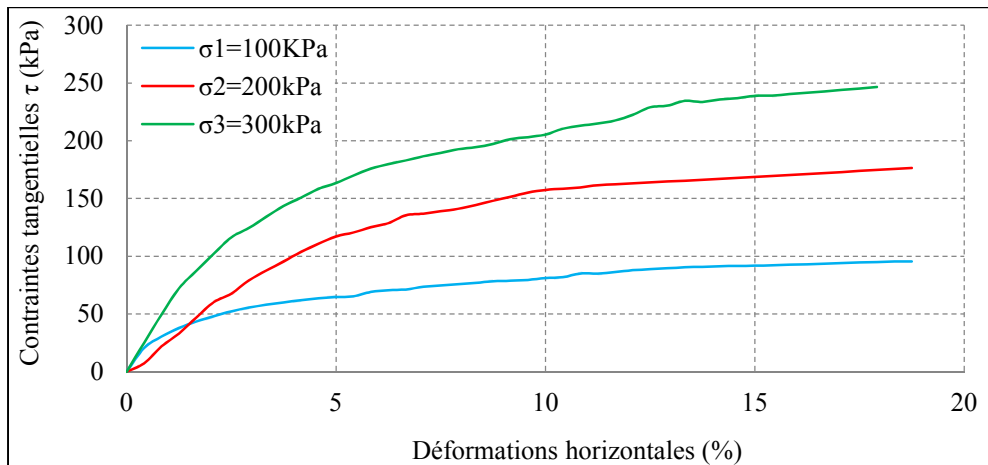


Fig V.8 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 0% de verre).

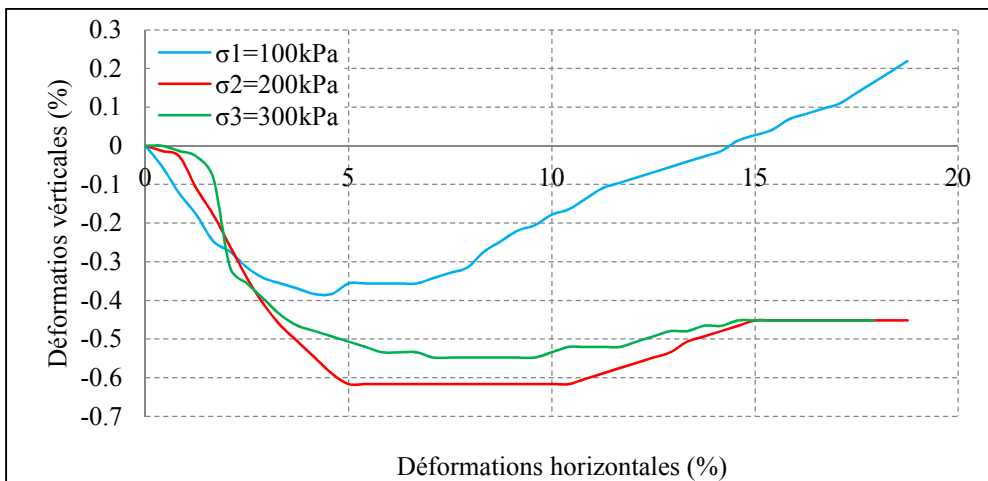


Fig V.9 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 0% de verre).

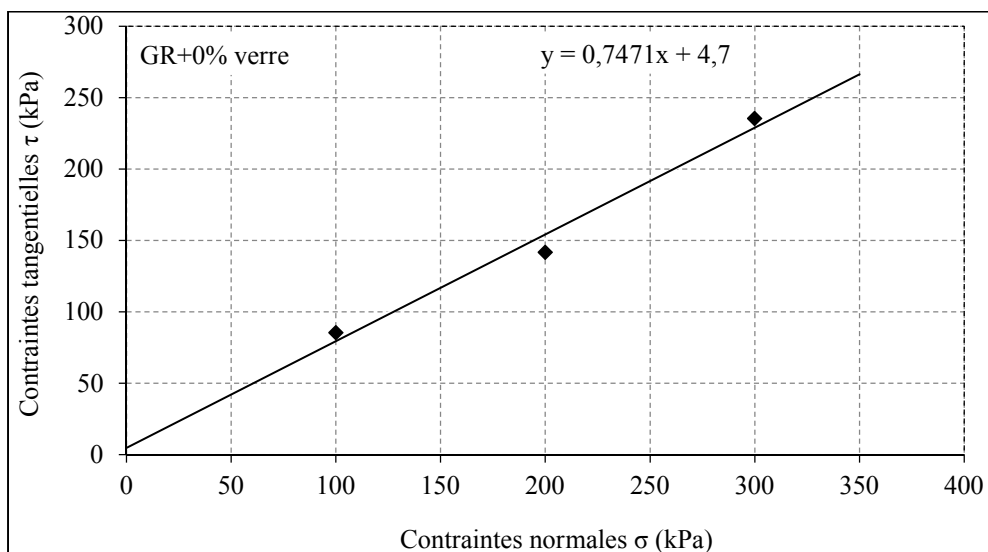


Fig V.10 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 0% de verre).

Échantillon 2 : Granulats routiers + 10% de verre.

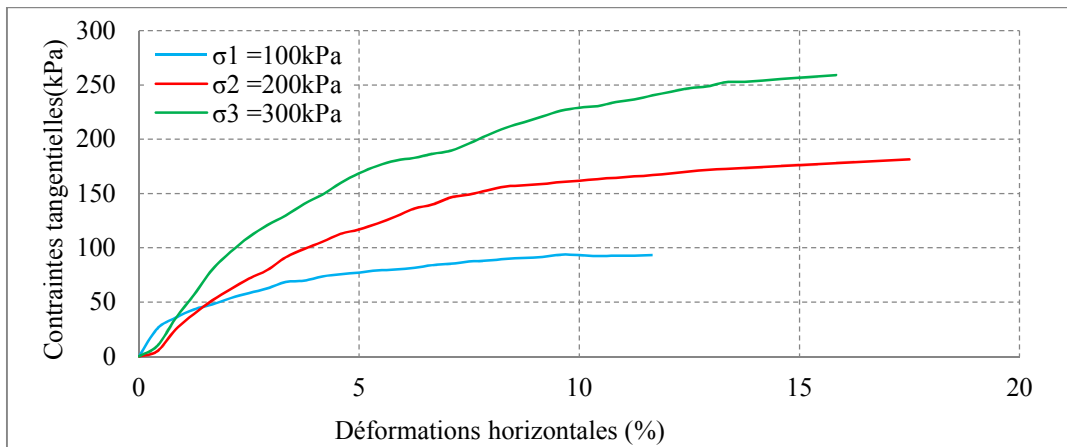


Fig V.11 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 10% de verre).

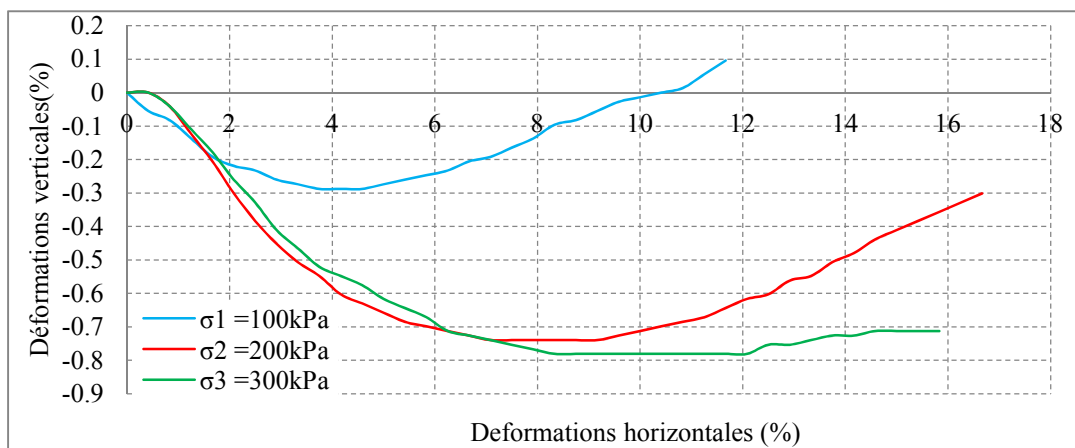


Fig V.12 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 10% de verre).

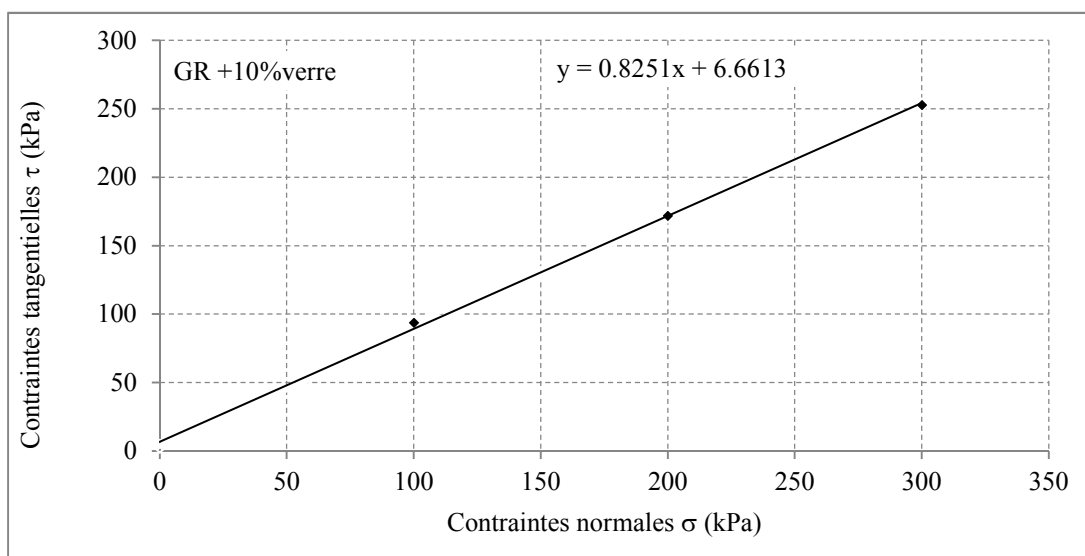


Fig V.13 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 10% de verre).

Échantillon 3 : Granulats routiers+ 20% de verre.

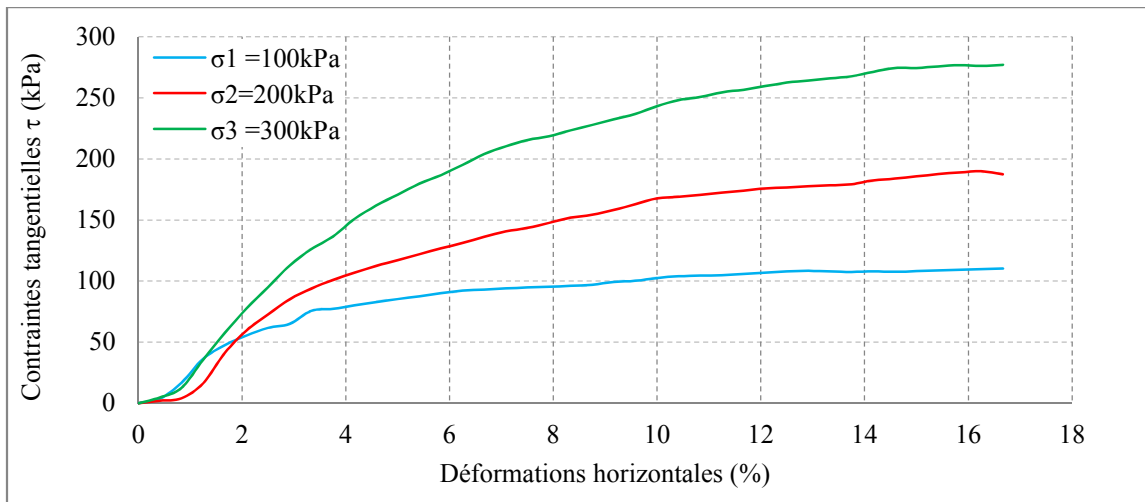


Fig V.14 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 20% de verre).

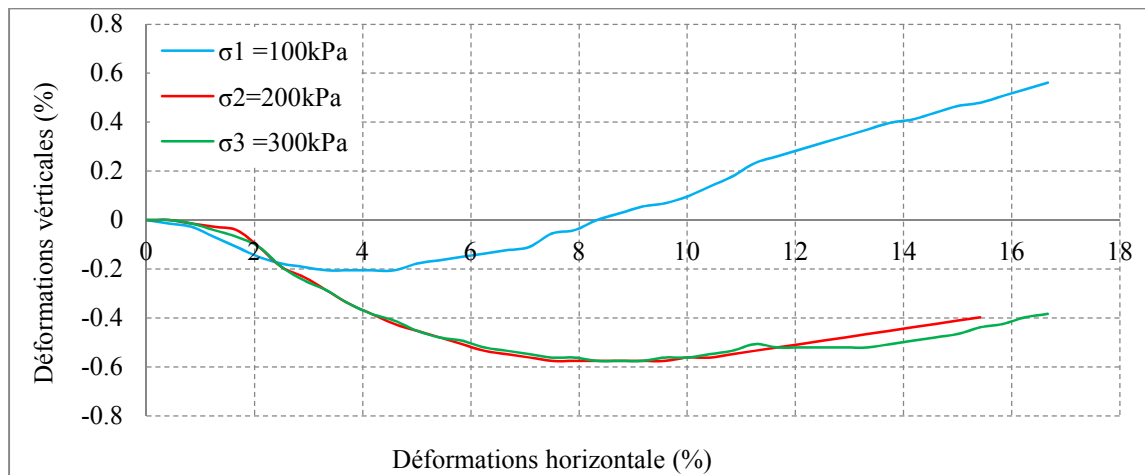


Fig V.15 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 20% de verre).

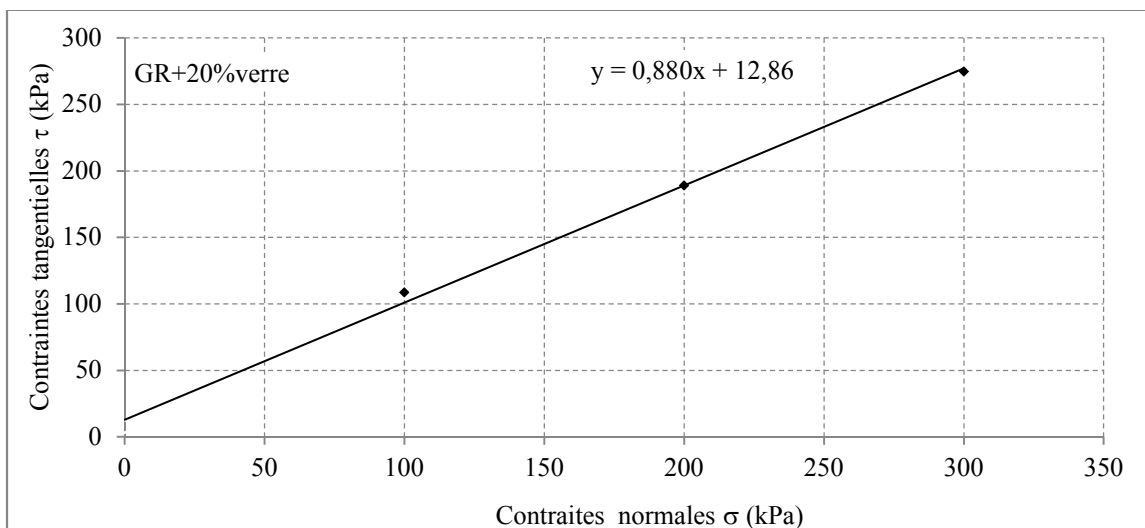


Fig V.16 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 20% de verre).

Échantillon 4 : Granulats routiers + 30 % de verre

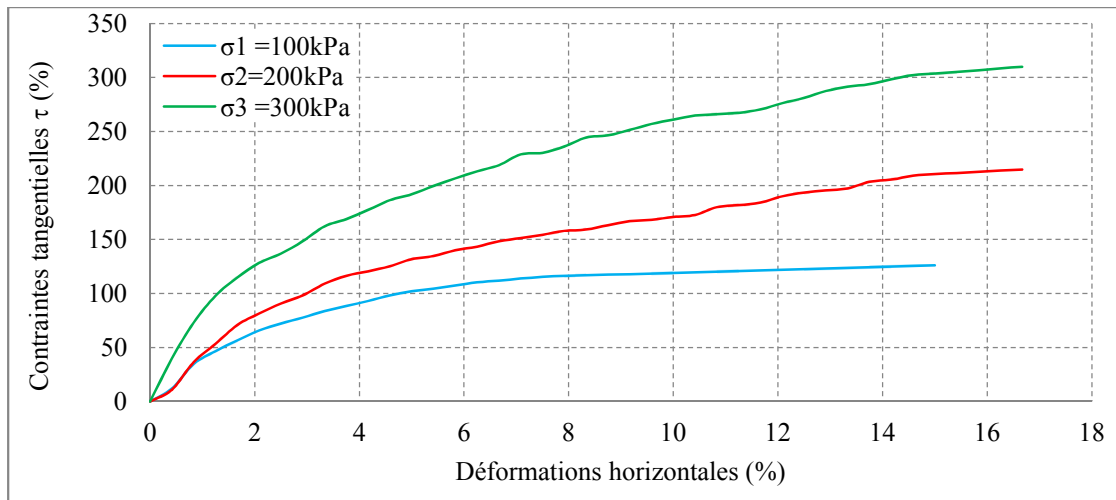


Fig V.17 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 30% de verre).

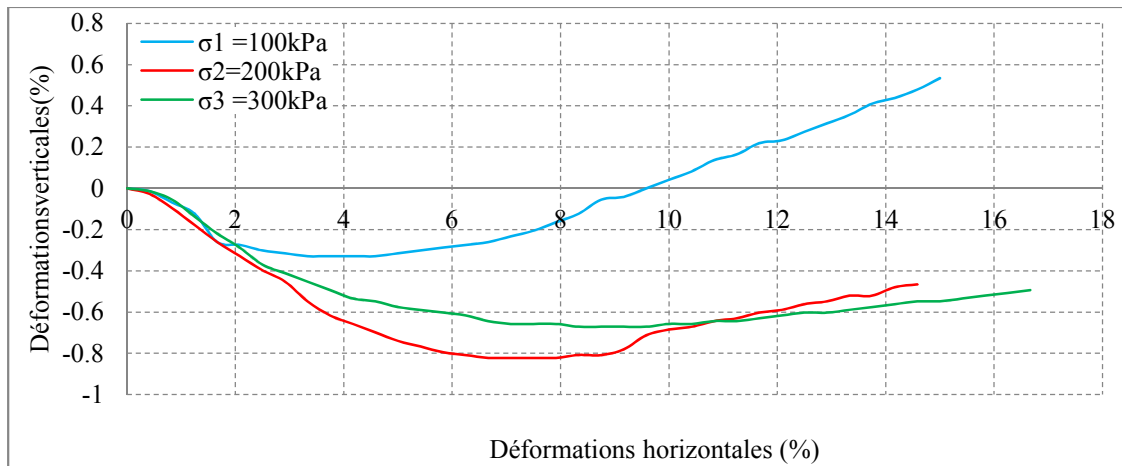


Fig V.18 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 30% de verre).

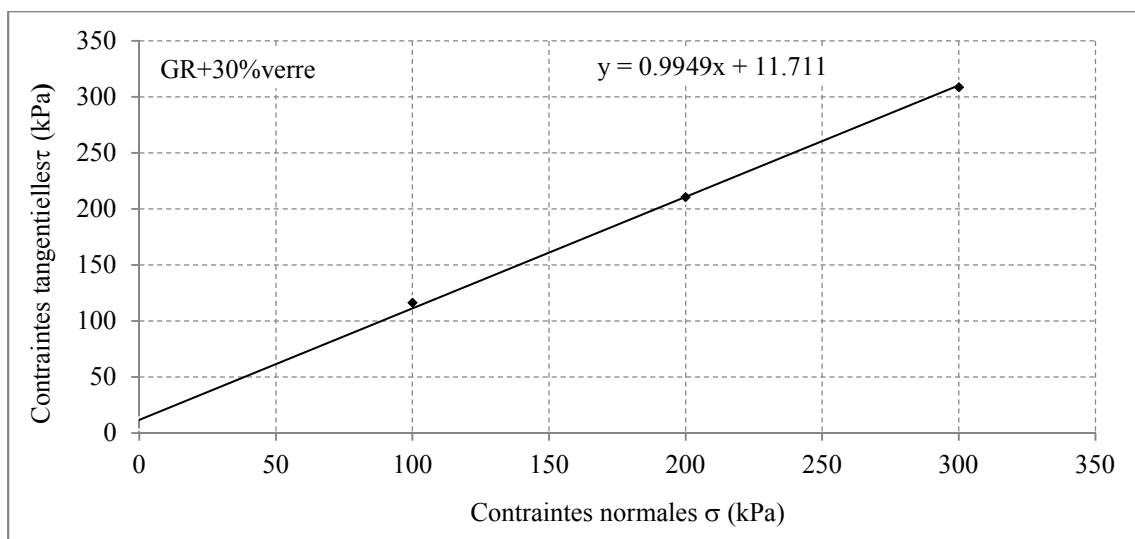


Fig V.19 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 30% de verre).

Échantillon 5 : Granulats routiers + 40% de verre.

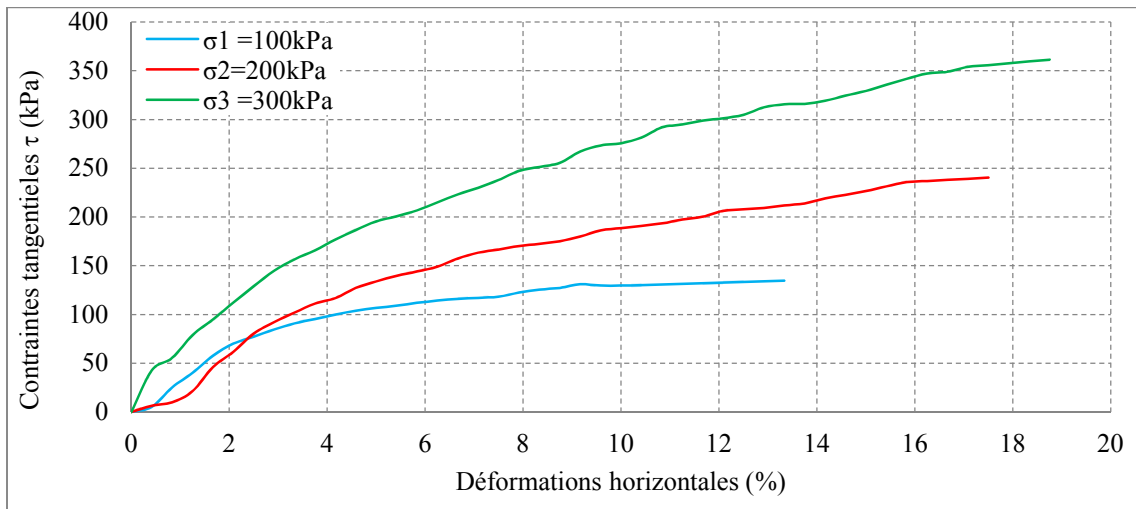


Fig V.20 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 40% de verre).

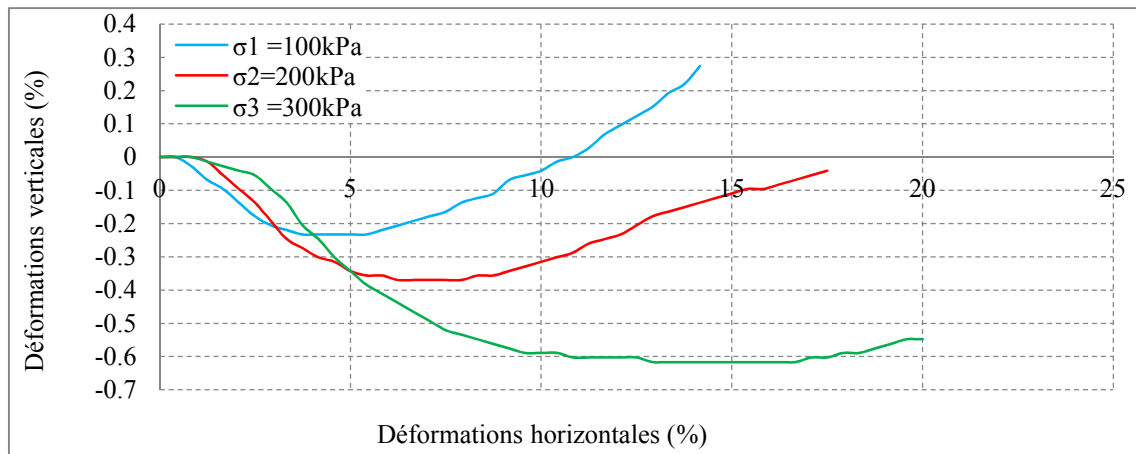


Fig V.21: Courbes de variations de volume (granulats routiers + 40% de verre).

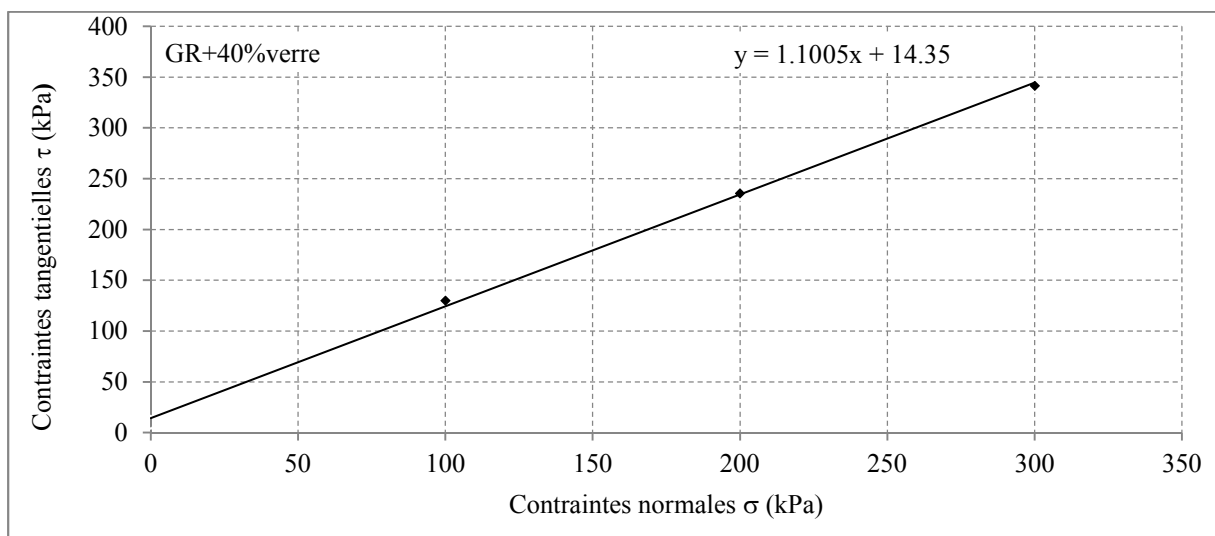


Fig V.22 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 40% de verre).

Échantillon 6 : Granulats routiers + 50% de verre.

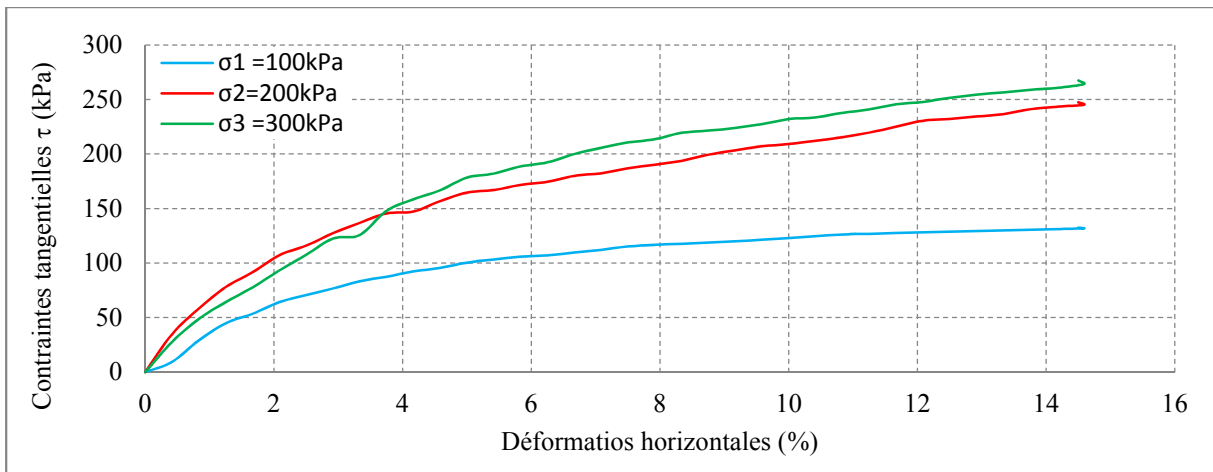


Fig V.23 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 50% de verre).

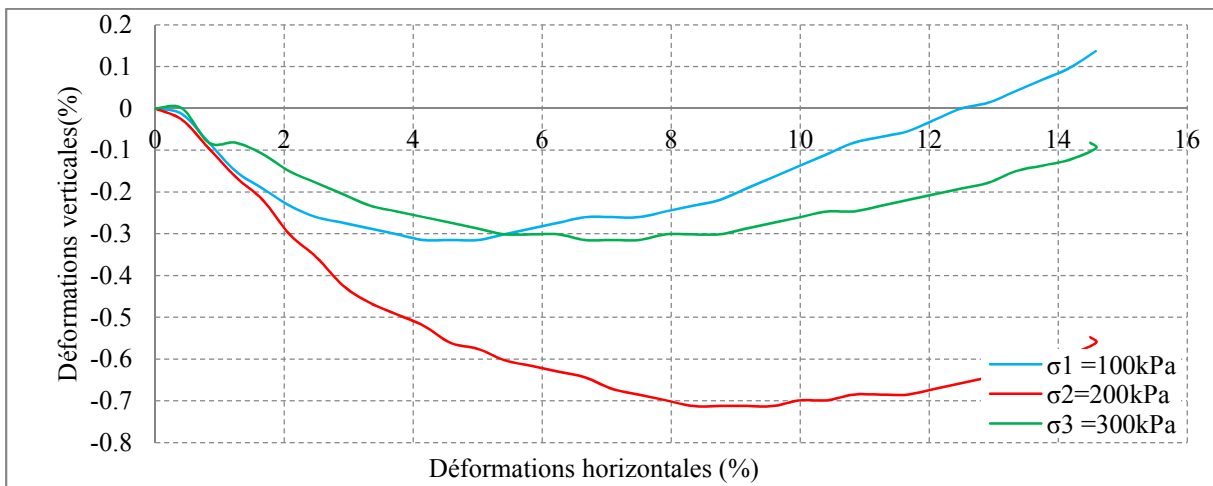


Fig V.24 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 50% de verre).

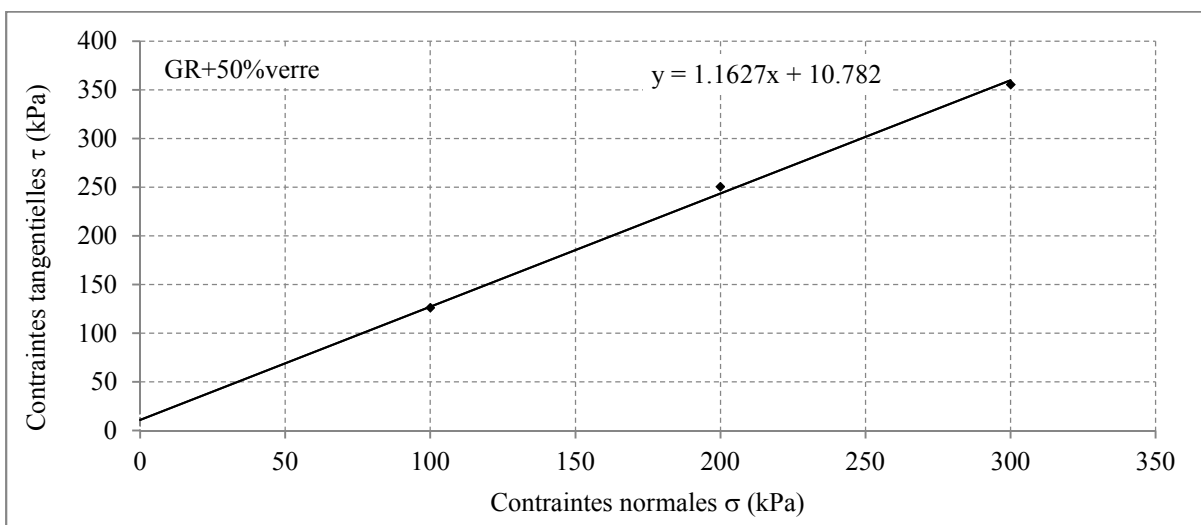


Fig V.25 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 50% de verre).

Échantillon 7 : Granulats routiers + 60% de verre.

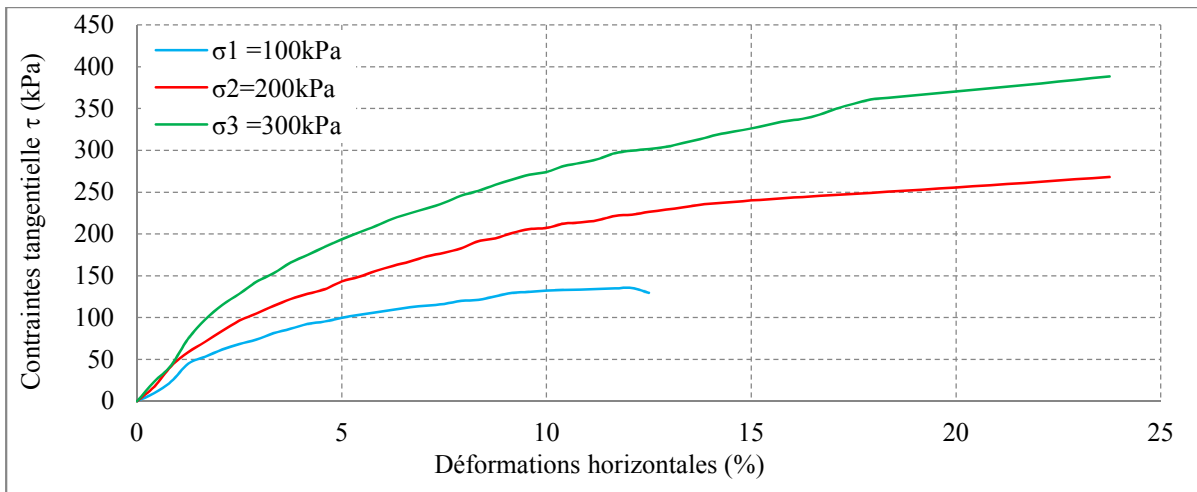


Fig V.26 : Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 60% de verre).

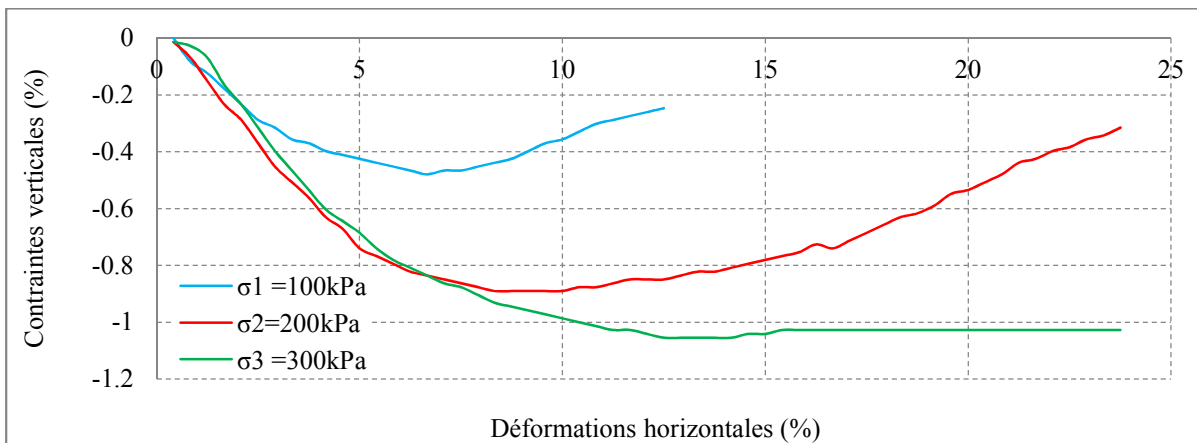


Fig V.27 : Courbes de variations de volume (granulats routiers + 60% de verre).

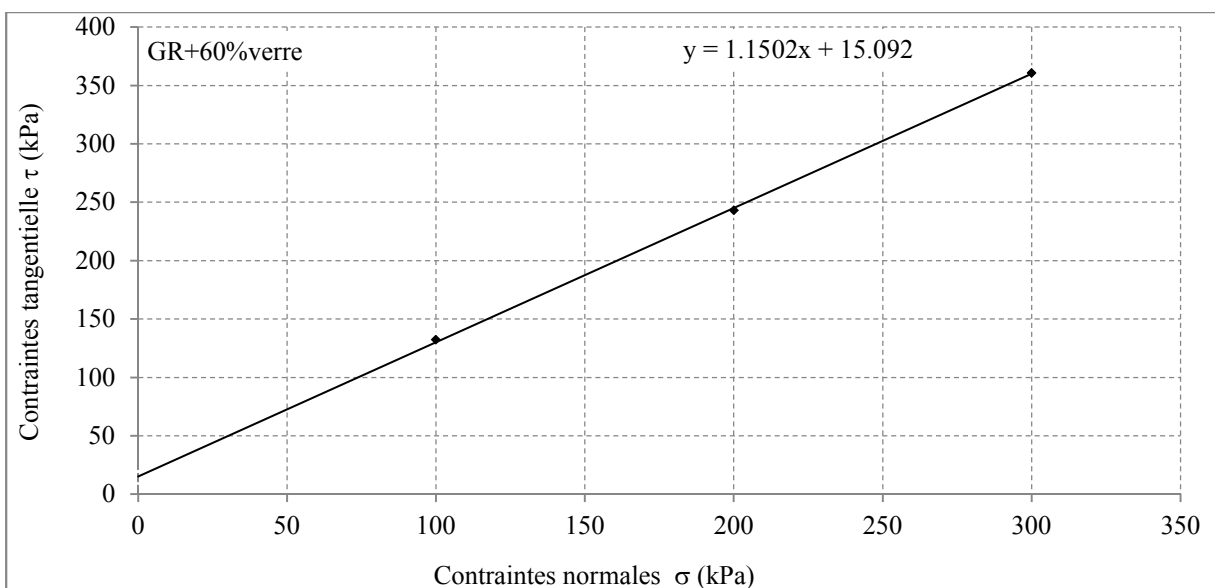


Fig V.28 : Droite intrinsèque (granulats routiers + 60% de verre).

Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement des différents mélanges augmente de plus en plus avec l'accroissement de la contrainte normale appliquée. En effet, avec l'augmentation de la contrainte normale, les grains se resserrent d'avantage et le frottement entre eux augmente, ce qui fait accroître leur résistance au cisaillement. En conséquence, le resserrement des grains diminue le volume de l'échantillon, ce qui engendre un comportement de plus en plus contractant au cours du cisaillement en fonction de l'augmentation des contraintes normales et une certaine dilatance sous de faibles contraintes. Ceci est peut-être dû au désenchevêtrement des grains au cours de leur déplacement et l'augmentation de la densité des échantillons suite aux particules fines qui rentrent dans les vides existants entre les grains de sable.

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

Échantillons	Angle de frottement interne φ (°)	Cohésion c (kPa)
Granulats routiers + 00 % de verre	36,50	04,70
Granulats routiers + 10 % de verre	39,35	06,66
Granulats routiers + 20 % de verre	41,34	12,86
Granulats routiers + 30 % de verre	44,72	11,71
Granulats routiers + 40 % de verre	47,72	14,35
Granulats routiers + 50 % de verre	49,23	10,78
Granulats routiers + 60 % de verre	48,99	15,09

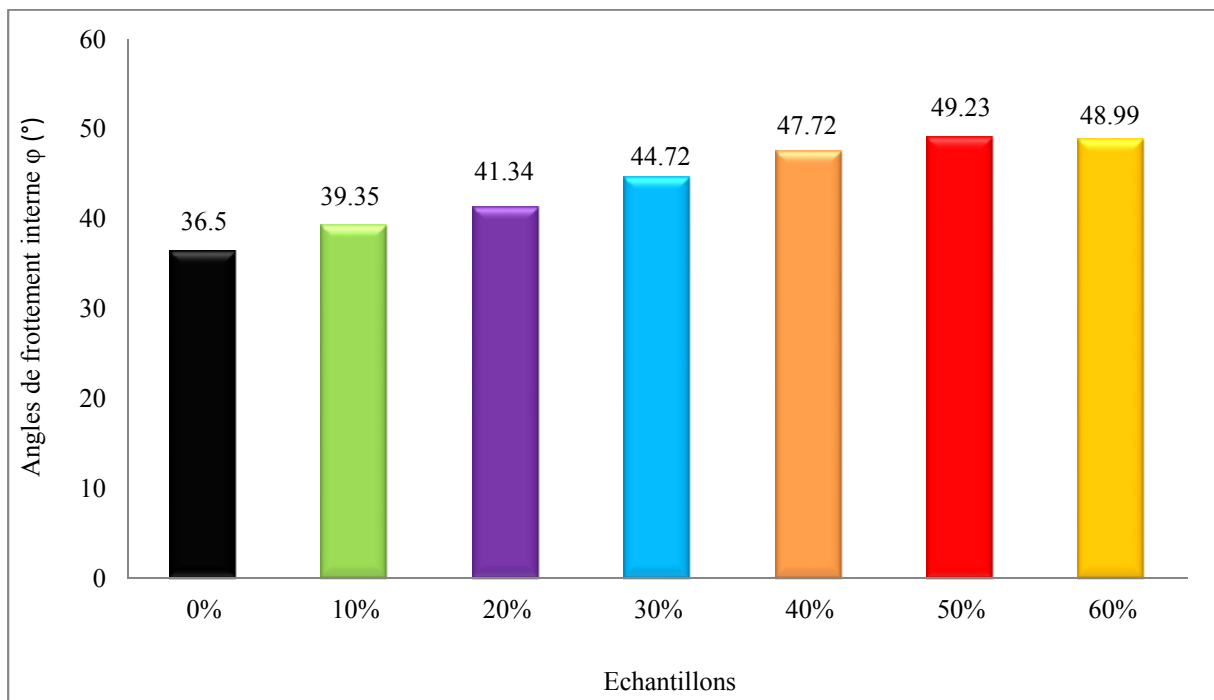


Fig V.29. Évolution de l'angle de frottement interne en fonction du pourcentage de verre.

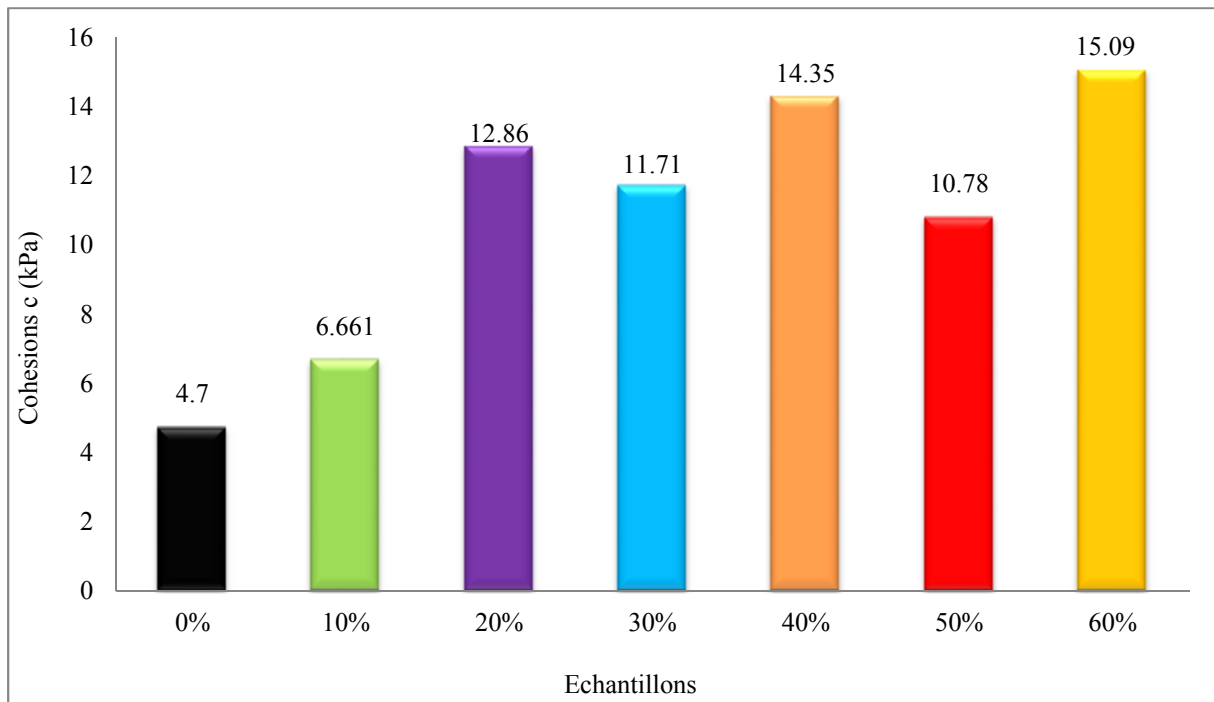


Fig V.30 : Évolution de la cohésion en fonction du pourcentage de verre.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues (figures V.29 et V.30), montrent que l'angle de frottement interne s'améliore progressivement avec l'ajout de verre et se stabilisent pratiquement au-delà de 50% de verre.

En effet, les débris de verre présentent des formes très anguleuses au cours de leur écrasement. Ceci peut générer des frottements très importants contribuant à la résistance au cisaillement des mélanges.

Par contre, les cohésions des mélanges sont très faibles et sont pratiquement négligeables. Cependant, nous pouvons remarquer qu'elles ne présentent pas une variation régulière en fonction de la teneur en verre. La présence de ces cohésions bien qu'elles sont faibles, peuvent être liées aux particules fines humides produites au cours du frottement des débris de verre tranchants et des granulats naturels. L'augmentation et la diminution de cette cohésion est donc directement liée à la nature des granulats naturels constituant le mélange du fait que les particules fines de verre restent toujours rugueuses quel que soit leur taille.

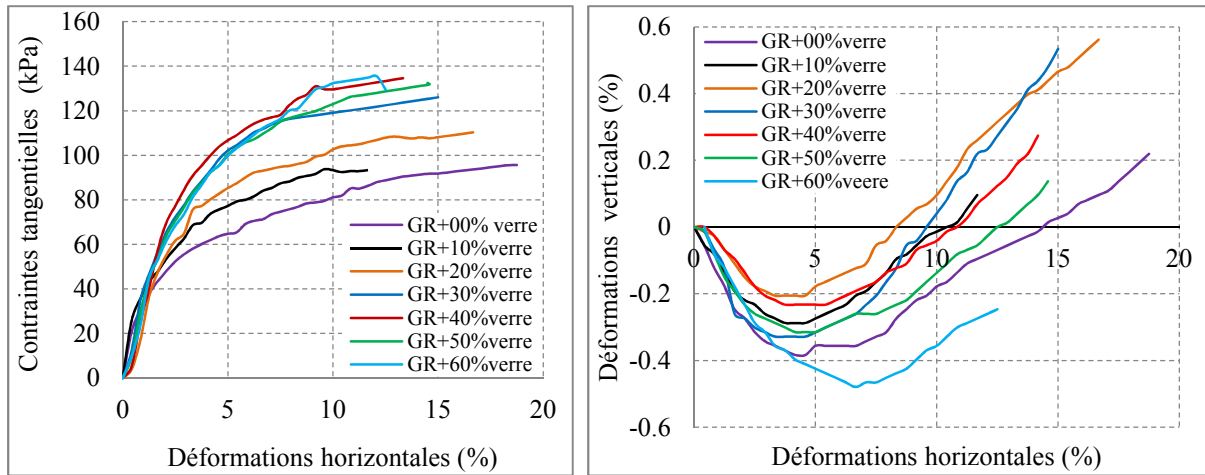


Fig V.31 : Courbes comparatives à $\sigma = (100 \text{ kPa})$.

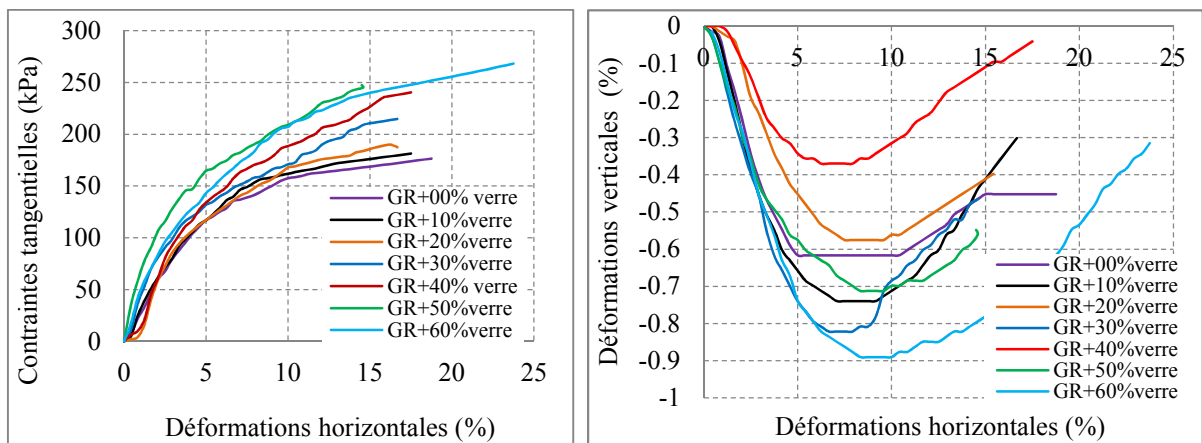


Fig V.32 : Courbes comparatives à $\sigma = (200 \text{ kPa})$.

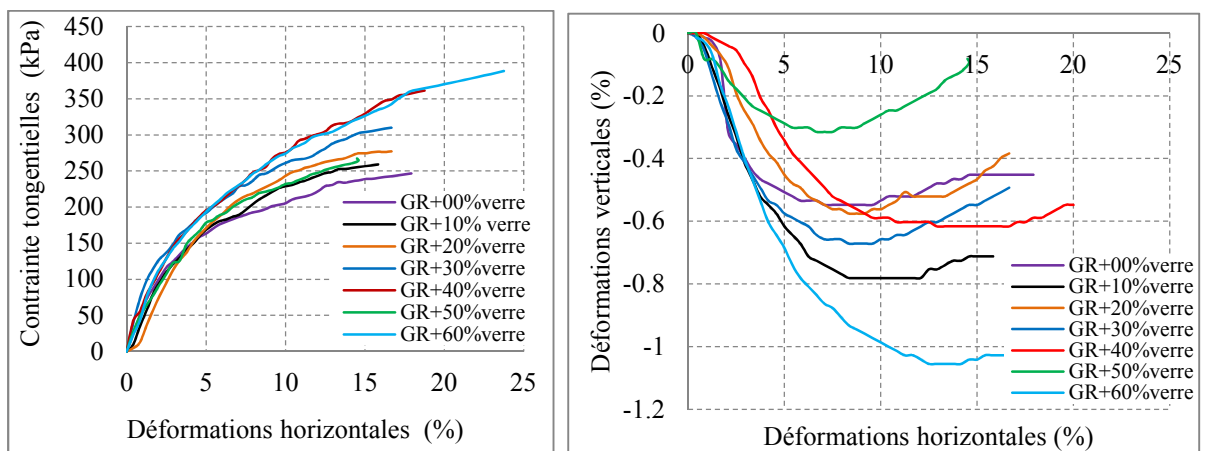


Fig V.33 : Courbes comparatives à $\sigma = (300 \text{ kPa})$.

En outre, la résistance au cisaillement est liée également à la teneur en verre dans le mélange. Néanmoins, sous différentes contraintes normales, les résultats obtenus sont légèrement dispersés et ne présentent pas une évolution complètement croissante ou décroissante de la résistance au cisaillement en fonction de la proportion de verre contenu dans le mélange. Les mêmes constatations peuvent être retenues pour la variation de volume des mélanges au cours de leur cisaillement.

Ceci peut être dû à la dimension mais surtout à la forme des grains de verre très anguleuse et complètement différente de celle des granulats naturelle. Les débris de verre sont également plus fragiles et leur forme peut évoluer sensiblement sous les efforts de cisaillement, ce qui rend parfois très difficile de fixer la proportion du verre nécessaire aux mélanges pour obtenir le comportement optimal en cisaillement.

Ainsi, nous avons constaté que sous de faibles contraintes normales (100 et 200 kPa), la proportion de verre optimale peut être égale ou supérieure à 40% (figures V.31 et 32). Tandis que sous de fortes contraintes normales (300 kPa), la proportion de verre optimale est à 50% de verre (figure V.33).

En termes de variation de volume, nous avons constaté que les différents mélanges présentent généralement un comportement contractant. Cependant, les résultats sont pratiquement dispersés en fonction de la teneur en verre.

Cependant, les mélanges à 60% de verre sont les plus contractants. Le verre engendre plus de fines. Ces dernières se posent au début au point de contact entre les grains ; au cours du cisaillement, elles ont tendance à occuper les espaces vides, ce qui génère une contractance apparente des mélanges à fortes teneurs en verre.

5.13 .Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des matériaux étudiés, à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques.

L'ajout du verre a présenté des résultats très intéressants en cisaillement. Le comportement en cisaillement des différents mélanges est sensiblement amélioré comparativement aux granulats routiers seuls.

Conclusions et perspectives

La réutilisation des déchets inertes est sans doute très limitée dans les pays en voie de développement, tandis qu'elle est très avancée dans d'autres pays, notamment la Belgique et le Canada. En effet, dans ces pays, le recyclage des déchets a dépassé le stade d'expérimentations. Plusieurs matériaux sont concernés (débris de béton, céramique, papier, verre, ...) et leur emploi se retrouve dans plusieurs domaines à savoir, les enrobés bitumineux, le béton de ciment, les couches de chaussée, les enrobages de conduites souterraines...

Le recyclage, permet la valorisation des déchets notamment inertes, ce qui préserve l'environnement et diminue la pollution particulièrement des sources d'eau. Il apparait donc comme une solution d'avenir contribuant au développement durable.

Il présente plusieurs avantages, outre la préservation des ressources naturelles, notamment les gisements alluvionnaires, il permet d'une part de libérer les espaces occupés par les décharges anarchiques de déchets, et d'autre part de diversifier les sources de granulats afin de compenser le manque de matériaux dont souffrent certaines régions.

Le travail réalisé, fait partie d'une étude globale sur le recyclage des matériaux. Il vise particulièrement, la valorisation des débris de verre industriel dans le domaine routier. Il consiste en l'incorporation de ces débris dans les corps de chaussées (couches de fondations et couches de base).

Pour réaliser cette étude, sont reconstitués des mélanges de granulats routiers et de différentes proportions de verre. Ces mélanges sont soumis d'abord à des essais d'identification, ensuite à des essais mécaniques, à savoir, les essais de compactage Proctor, les essais de portance CBR avant et après immersion et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Les résultats obtenus à l'issue des essais de laboratoire réalisés, permettent de tirer les conclusions suivantes :

- L'incorporation du verre, améliorent sensiblement la densité des mélanges à des teneurs en eau réduites. Les mélanges présentent ainsi une meilleure aptitude au compactage. Ceci est

signe d'économie de sources naturelle, notamment alluvionnaire et d'économie d'eau, considérée une denrée rare dans certaines régions.

-L'ajout du verre améliore sensiblement la portance des mélanges même en présence d'eau, avec des gonflements pratiquement nuls.

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

Les mélanges étudiés (granulats routiers + débris de verre) présentent ainsi des propriétés mécaniques très intéressantes pour un matériau de chaussée vérifiant les conditions exigées par les normes. En outre, ils sont généralement assez perméables. Par conséquent, peu capillaires et donc peu susceptibles au gel (deux propriétés recherchées dans le cas d'un matériau de chaussées).

Ce travail de recherche peut présenter un intérêt capital en géotechnique routière pour notre région, tant sur l'aspect économique et sur l'aspect écologique et environnemental. Il peut également apporter un plus à la filière du recyclage des matériaux qui est un domaine ouvert à l'innovation,

En perspectives, cette étude mérite d'être complétée par d'autres essais, notamment à long terme sous l'effet d'autres sollicitations mécaniques (sollicitations cycliques, ...) et climatiques (gel-dégel, température, ...). Elle mérite également qu'elle soit concrétisée à l'échelle réelle, en associant les universitaires et les entreprises afin d'étudier le comportement de ces matériaux sur un tronçon de route et d'élargir éventuellement leur utilisation pour d'autres domaines de construction.

Références bibliographiques

AFNOR., 1990. Granulats : essai d'usure micro Deval ,1^{ier} tirage 90 -12.

AFNOR., 1990. Granulats : los Angeles ,1^{ier} tirage 90 -12.

AFNOR., 1991. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.

AFNOR., 1994.Sols : reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Cisaillement direct.

AFNOR., 1996. Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

AFNOR., 1997. Sols : Reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion- Indice CBR immédiat- Indice portant immédiat.

AFNOR., 1997. Sols : Reconnaissance et essais .Détermination des références de compactage d'un matériau (Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié).

AFNOR., 1999. Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats. Partie 8 : Evaluation des fines – équivalent de sable.

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.

Belkidar K. contribution à la notion d'adhérence sur les chaussées du réseau algérien mémoire de magistère- génie-civil, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

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

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

CEBTP., 1984. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux.

Cercle National du Recyclage ., 2007. La collecte le tri et le recyclage du verre des déchets ménagers et assimilés.

Chebrek D., 2012. Étude du phénomène de l'orniérage des chaussées bitumineuses : cas d'une route nationale dans la wilaya de Tizi-Ouzou, mémoire de magistère, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

CHELOUAH Nasser ., 2009. Le rôle de la saturation en eau des agrégats légers à base de verre recyclé sur la réaction - alkali - silica dans les bétons (Algérie) Association d'Innovation et de Technologies (AIT). Actes du séminaire international : innovation et valorisation dans le génie civil, Tunisie.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN) ., 2004 . Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 47: Méthode d'essai pour la détermination de l'indice portant Californien (CBR), de l'indice de portance immédiate (IPI) et du gonflement, Version Française.

Coquand R., 1978. Routes (Circulation – Tracé – Construction), livre II, Construction et Entretien, 6eme éditions, Eyrolles.

Degoutte G. et Royet P., 2005 : Aide mémoire de mécanique des sols, les publications de l'ENGREF.

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

Gérard Pajean ., 2007. L'élaboration du verre, un petit polycopié du verre.

Jeuffroy G, Sauterey R., 1991. Cours de routes : contrôles et qualité - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées - 645 pages.

Joseph Abdo., réédité en 2009. Voiries et aménagements urbains en béton tom1. Conception et dimensionnement.

LCPC., 1973 .Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols.

LCPC 21 ., 1987. Essai de cisaillement a la boîte’’ méthodes d’essai n° 21, Laboratoire centrale des ponts et chaussées.

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

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

Robitaille V et Tremblay D., 1997. Mécanique des sols, Théorie et pratique, Modulo éditeur.

Schlosser François., 1988. Eléments de mécanique des sols.

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

Sites internet

www.fostplus.be

www.verre-avenir.fr

www.emwelt.lu – Le portail écologique du Ministère du Développement durable et des Infrastructures (Luxembourg)

(<http://www.bafu.admin.ch>).