

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Laboratoire de Recherche en Géo Matériaux, Environnement et Aménagement

(LGEA)

MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement



Présenté par :

M^r MEDANI Merzouk

Devant le jury composé de :

Mr MELBOUCI Bachir, professeur à l'UMMTO,

Président.

Mr BOUDLAL Omar, maitre de conférences(B) à l'UMMTO,

Promoteur.

Mr KHATTAOUI Mohammed, maitre de conférences(A) à l'UMMTO

Co-Promoteur.

M^{me} ALKAMA Farida , maitre assistante (A) à l'UMMTO

Examinatrice.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : RECYCLAGE ET MATERIAUX RECYCLES	
1.1 .Introduction	4
1.2 .Facteur de développement du recyclage.....	5
1.3 .Le recyclage du verre.....	6
1.4 .Historique	7
1.5 .Domaine d'utilisation	8
1.5.1. Utilisation du verre dans le ciment portland	8
1.5.2. Utilisation des résidus du verre dans les enrobe bitumineux.....	9
1.5.3. Utilisation des résidus du verre dans de structure des chaussées.....	9
1.6. Propriétés physiques des débris du verre en géotechnique.....	11
1.7. Condition de la réalisation.....	14
1.8. Conclusion.....	15
CHAPITRE II : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES	
2.1 Introduction.....	16
2.2 Pourquoi une structure de chaussée	17
2.3 Définition.....	18
2.4 Les principales couches de chaussées.....	18
2.4.1 La couche de forme.....	19
2.4.2 La couche d'assise.....	19
2.4.3 La couche de surface.....	19
2.4.4 La couche de liaison.....	19
2.4.5 La couche de roulement.....	20
2.5. Quelques analyses routière.....	20
2.5.1 Que se passe-t-il lorsqu'un véhicule se déplace sur un sol ?.....	20
2.5.2. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire non liée ?.....	22
2.5.3. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au ciment ?.....	24
2.5.4. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une dalle en béton de ciment ?.....	26
2.5.5. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au bitume ?.....	27
2.6. Les différents types de chaussée.....	27
2.6.1. Les chaussées souples	28
2.6.2. Les chaussées bitumineuses épaisses.....	28
2.6.3. Les chaussées semi-rigides (assises traitées aux liants hydrauliques)	29
2.6.4. Les chaussées à structure mixte	29

2.6.5. Les chaussées à structure inverse	30
2.6.6. Les chaussées en béton de ciment	30
2.7. Le dimensionnement des chaussées.....	30
2.8. Action des véhicules sur les chaussées.....	31
2.8.1. Actions verticales	31
2.8.2. Actions tangentielles	31
2.8.3. Actions dynamiques	32
2.8.4. Vibrations	32
2.8.5. Durée d'application des charges.....	33
2.8.6. Répétition des charges.....	33
2.9. Modes de déformation des chaussées souples	33
2.10. Les matériaux routiers.....	34
2.11. Classification des matériaux.....	35
2.11.1. Les matériaux roules.....	35
2.11.2. Les matériaux de carrière.....	35
2.12. Qualités des matériaux.....	35
2.13. Conclusion.....	40

CHAPITRE III : ESSAIS D'IDENTIFICATION ET PREPARATION DES ECHANTILLONS

3.1. Introduction.....	41
3.2. Les matériaux utilise.....	41
3.3. Essais d'identification.....	42
3.3.1 Teneur en eau.....	42
3.3.2 Les masses volumiques.....	42
3.3.3 Indices des vides, degrés de saturation, et porosité.....	44
3.4. Equivalent de sable.....	46
3.5. Analyse granulométriques.....	47
3.5.1 Sable.....	47
3.5.2 Verre.....	50
3.6. Préparation des échantillons.....	53
3.7. Conclusion.....	54

CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

4.1 Introduction.....	55
4.2 Définition.....	55
4.3 Objectifs et conséquences du compactage.....	56
4.4 Paramètres influençant le compactage.....	57
4.4.1 Teneur en eau.....	58
4.4.2 Energie de compactage.....	60
4.4.3 Nature du sol (granulométrie).....	61
4.4.4 Nombres du passe du compacteur.....	62
4.5 Effets de l'eau et l'air lors du compactage d'un sol imperméable.....	62
4.6 Effets de compactage sur certaines propriétés des sols.....	63
4.6.1 Effet sur la structure.....	64
4.6.2 Effet sur la perméabilité.....	64

4.6.3 Effets sur le gonflement et le retrait	64
4.6.4 Effets sur la compressibilité.....	65
4.6.5 Effets sur les caractéristiques mécaniques.....	65
4.7 Les essais de compactage en laboratoire.....	66
4.7.1 L'essai Proctor normal.....	67
4.7.2 L'essai Proctor modifié.....	67
4.8 Le contrôle de compactage sur le chantier.....	67
4.9 Essai Proctor normal.....	68
4.9.1 But de l'essai.....	68
4.9.2 Principe de l'essai.....	69
4.9.3 Matériels Utilisé.....	69
4.10 Expression des résultats.....	69
4.10.1 Densité sèche.....	69
4.10.2 Teneur en eau.....	74
4.11 Essai de portance Californien(CBR).....	76
4.11.1 But de l'essai.....	76
4.11.2Principe de l'essai.....	76
4.11.3 Mode opératoire.....	77
4.11.4 Appareillages.....	77
4.12 Calcule des résultats.....	82
4.13 Interprétation des résultats.....	84
4.14 Conclusion.....	84

CHAPITRE V : ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

5.1 Introduction.....	85
5.2 Notion de résistance au cisaillement.....	85
5.3 But de l'essai.....	86
5.4 Influence de la nature sur la résistance au cisaillement.....	87
Sol pulvérulent.....	87
Sol cohérent.....	88
5.5 Principe de la méthode.....	89
5.6 Appareillages.....	90
5.7 Déroulement de l'essai.....	92
5.9 Inconvénients et avantages des Essai de cisaillement directe à la boîte.....	92
5.10 Expression des résultats.....	93
5.11 Présentation des résultats.....	93
5.12 Conclusion.....	105

CHAPITRE VI : ESSAIS DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

6.1 Introduction.....	108
6.2 Définition.....	108
6.2.1 Compressibilité.....	108
6.2.2 Consolidation.....	108
6.2.3 Tassement.....	108
6.2.4 Œdomètre.....	108
6.2.5 Courbe Œdométrique.....	108
6.3 Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité.....	109
6.3.1 Sol sur consolidé.....	109
6.3.2 Sol normalement consolidé.....	109
6.3.3 Sol sous consolidé.....	109
6.4 But de l'essai œdométrique.....	109
6.5 Principe de l'essai.....	110
6.6 Appareillage.....	110
6.7 Mode opératoire.....	111
6.8 Déroulement de l'essai.....	112
6.9 Caractéristiques obtenues a l'œdomètre.....	112
6.10 Paramètres d'identification.....	113
6.11 Caractéristiques de compressibilité.....	113
6.12 Expression des résultats.....	115
6.13 Interprétation des résultats.....	119
6.14 Conclusion.....	119
 CONCLUSION GENERALE	 120

Liste des Figures

Chapitre I

Figure 1.1. Bouteilles de verre jetées sur les bords des routes et à proximité des sources d'eau (Barrage de Taksebt).

Figure 1.2. Décharges illégales des bouteilles d'emballages sur les bords de routes.

Figure 1.3. Collecte de bouteilles d'emballage.

Figure 1.4. Verre concassé au laboratoire.

Figure I.5. Schématisation de l'ensemble des applications possibles.

Chapitre II

Figure 2.1. Piste pour circuler

Figure 2.2. Coupe verticale d'un corps de chaussée.

Figure 2.3. Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol

Figure.2.4. Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sou l'effet de passage d'une charge

Figure 2.5. Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel.

Figure 2.6. Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée au ciment reposant sur le sol naturel

Figure 2.7. Les couches de chaussées souples.

Figure 2.6. Les modes d'orniérage des chaussées souples.

Figure 2.8. Les couches de chaussées bitumineuses épaisses.

Figure 2.9. Les couches de chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

Figure 2.7. Exemples de courbes granulométriques.

Figure 2.8. Phénomène de ségrégation au déchargement et à la mise en œuvre.

Chapitre III

Figure 3.1. Mélange du sable routier avec des débris du verre d'emballages.

Figure 3.2. Matériels d'essai au pycnomètre.

Figure 3.3. Exécution de l'analyse granulométrique par tamisage.

Figure 3.3. Courbe granulométrique du sable routier utilisé.

Figure 3.4. Bouteilles de verre d'emballages.

Figure 3.5. Préparation et tamisage du verre.

Figure 3.5. Courbe granulométrique du verre.

Chapitre IV

Figure 4.1. Compactage du sol.

Figure 4.2. Image schématique du compactage.

Figure 4.3. Objectifs du compactage.

Figure 4.4. Courbe de compactage d'un sable de densité des constituants solides $d_s=2.71$

Figure 4.5. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

Figure 5.6. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Figure 4.6. Etape de démoulage du moule Proctor.

Figure 4 .7. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable).

Figure 4 .8. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+5% du verre).

Figure 4 .9. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+10% du verre).

Figure 4 .10. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+15% du verre).

Figure 4 .12. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+25% du verre).

Figure 4.13. Courbe comparative des différentes densités sèches en fonction de la teneur en eau de tous les échantillons.

Figure 4.14. Evolution des densités sèches en fonction du pourcentage du verre.

Figure 4.15. Evolution des teneurs en eau en fonction du pourcentage du verre.

Figure 4.16. Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

Figure 4.17. Presse de l'essai CBR.

Figure 4.18. Confection de l'éprouvette pour l'essai CBR.

Figure 4.19. Eprouvettes du mélange sable +verre après poinçonnements.

Figure 4.20. Essai CBR, imbibition et gonflement.

Figure 4.21. Courbes comparatives (effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement).

Figure 4.23. Résultats des essais CBR.

Chapitre V

Figure 5.1. Courbe contraintes-déformation.

Figure 5.2. Droite interinseque.

Figure 5.3. Frottement et enchevêtrement des grains.

Figure 5.4. Droite intrinsèque (sol cohérent).

Figure 5.5. Principe de l'essai de cisaillement.

Figure 5.8. Cisaillements de l'échantillon sable + verre.

Figure 5.7. Mode opératoire du cisaillement.

Figure 5.8. Cisaillements de l'échantillon sable + verre.

Chapitre VI

Figure 7.1. Courbe œdométrique (Magnan, 2000).

Figure 6.2. Appareillage œdométrique utilisé.

Figure 6.3. Préparation de l'échantillon.

Figure 6.4. Détermination graphique de σ_P .

Figure 7.5. Echantillon après essai.

Figure 6.6. Courbe œdométrique du sable.

Figure 6.7. Courbe œdométrique du sable +05% verre.

Figure 6.8. Courbe œdométrique sable +10 verre.

Figure 6.9. Courbe œdométrique sable +15 verre.

Figure 6.10. Courbe œdométrique sable + 20% verre.

Figure 6.11. Comparaison entre les différentes courbes œdométrique.

Figure 6.12. Variations de C_c en fonction des ajouts de verre.

Figure 6.12. Variation de C_g en fonction des ajouts de verre.

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau 1.1. Composition chimique des débris de verre utilisés dans le ciment Portland.

Tableau 1.2. Résultats des tests physiques effectués sur les débris de verre.

Chapitre III

Tableau 3.1. Détermination de la teneur en eau.

Tableau 3.2. Classification selon la masse volumique sèche.

Tableau 3.3. Classification selon le de saturation.

Tableau 3.4. Récapitulatifs des résultats précédents.

Tableau 3.6. Dimension des grains de verre.

Tableau 3.5. Résultat de l'analyse granulométrique.

Chapitre IV

Tableau 4.1. Résultats de l'essai de CBR.

Chapitre V

Tableau 5.1. Résultats de tous les essais de cisaillement.

Chapitre VI

Tableau 6.1. Résultats de l'œdomètre.

Tableau 6.2. Classification de l'indice de compressibilité selon TERZAGHI.

Tableau 6.3. Classification de l'indice de D'après SANGLERAT.

Introduction générale

« *Rien ne se perd, rien ne se crée, tout se transforme* »

Lavoisier.

La construction d'ouvrages de génie civil, particulièrement les ouvrages routiers est un facteur très important pour le développement économique d'un pays. Néanmoins, ceci nécessite une demande 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 ; certainement, cette quantité est largement dépassée dans les travaux publics.

Cependant, pour limiter l'extraction abusive des matériaux naturels classiques très utilisés dans de vastes programmes de construction, de nombreux déchets et autres co-produits sont utilisés comme matériaux de travaux publics pour des raisons de disponibilité et d'économie locale. Cette pratique s'est essentiellement développée dans les régions où la protection de l'environnement fait un souci, ou encore, le contexte géologique fait synonyme d'absence de granulats.

En effet, les contraintes d'ordre économique et surtout écologique de ces dernières années, ont rendu nécessaire la valorisation et le recyclage des matériaux, notamment les matériaux inertes très nuisible pour l'environnement. Le verre, et particulièrement le verre d'emballage (bouteilles) fait partie des matériaux les plus abondants dans les décharges illicites, ou encore le long des routes ou à proximité des sources d'eau, à savoir les barrages, les cours d'eau, ...

Cependant, le recyclage du verre offre trois avantages majeurs :

- L'économie des décharges ;
- L'économie des carrières, en particulier des gisements alluvionnaires ;
- Des économies de transport, puisqu'il s'agit de matériaux locaux.

L'opération de recyclage du verre est actuellement adoptée par plusieurs pays. A titre d'exemple, la ville de Sherbrooke, en septembre 2005 a présenté plus de 1000 tonnes de verre au centre de tri et de récupération.

Une recherche sommaire effectuée dernièrement a permis d'identifier une dizaine d'articles et de rapports de recherche qui ont porté sur cette thématique. Plusieurs expériences avaient déjà été complétées et rapportées dans la littérature à ce jour.

La présente étude a pour objectif, la valorisation et le recyclage du verre d'emballages. Le principe consiste en l'incorporation du verre dans les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base). Ceci est fait à base de mélanges de granulats routiers à différentes proportions de verre. Les mélanges ainsi préparés sont ensuite soumis aux essais d'identifications et aux essais mécaniques, à savoir : les essais de compactage avec le 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 naturels (matériaux modèles, sable et graviers), soumis aux mêmes essais et réalisés dans les mêmes conditions de laboratoire.

Pour présenter ce travail, nous avons reparti ce mémoire en six chapitres suivants :

Le chapitre I comporte un état de l'art sur le recyclage et les principaux matériaux recyclés. Ce chapitre est fixé principalement sur le matériau verre (verre d'emballage) qui fait l'objet de cette étude. Quelques statistiques sont également présentées à l'échelle mondiale, sur les quantités de résidus générées et recyclées.

Le deuxième chapitre présente des généralités sur les chaussées. Sont présentées ainsi, les définitions des différentes couches constituant une chaussée, (du moment que ces matériaux de recyclage sont principalement destinés aux corps de chaussées), les différents types de chaussées, leur dimensionnement, ...etc.

Le chapitre III introduit la partie expérimentale de cette étude. Dans ce chapitre, sont présentés et identifiés les matériaux utilisés (granulats naturels et débris de verre), en se basant sur les classes granulaires, les pourcentages d'ajouts, ...).

Le chapitre IV comporte la première série d'essai mécanique, elle consiste en des 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 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.

Le chapitre V est consacré aux 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, sont présentés les principaux résultats obtenus.

Le sixième et dernier chapitre est consacré aux essais œdométriques, ce type d'essais est indispensable pour tous travaux routiers. Ils permettent d'évaluer le comportement des mélanges étudiés en compression et gonflement sous cycles de chargement-déchargement.

Enfin, ce mémoire se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

Chapitre I

Recyclage et matériaux recyclés

1.1.Introduction

Le recyclage, est la transformation des débris en vue de leur utilisation comme matière première secondaire. Certains débris peuvent être utilisés tels quels, comme remblais, de même que les terres non contaminées. D'autres, ne pourront être directement réemployés. Il faudra d'abord en extraire les éventuels contaminants (bois, papiers, métaux, plastiques,...), puis les concasser. Les granulats ainsi obtenus pourront être réutilisés lors de la construction de routes ou de travaux d'infrastructure.

Les débris, avant d'être réutilisés, nécessitent de passer par une installation de recyclage et de faire l'objet d'une identification préalable, puis d'une étude de formulation permettant d'en valider le réemploi envisagé (assises traitées, béton routier, remblais...).



Figure 1.1 Bouteilles de verre jetées sur les bords des routes et à proximité des sources d'eau (Barrage de Taksebt).

1.2. Facteurs de développement du recyclage

Plusieurs facteurs peuvent concourir au développement de cette pratique :

L'épuisement des sources courantes de granulats, les lois plus strictes relatives à la protection de l'environnement et les problèmes posés par la destruction des déchets sont tous des facteurs qui favorisent l'usage du béton récupéré, (Mines et Carrières, 1992).

Par ailleurs, deux facteurs devraient à moyen terme, contribuer à développer le recyclage :

- L'augmentation plus rapide du coût rendu des granulats naturels, lié à la prise en compte des données environnementales de plus en plus contraignantes ;
- La diffusion de nouvelles pratiques adaptées à la récupération sélective des matériaux potentiellement valorisables.
- Les exigences environnementales et écologiques très strictes limitant le stockage (notamment dans des décharges inadaptées) les matériaux inertes nuisibles pour l'environnement.

Pour favoriser ce développement, des mesures sont envisageables mais peuvent avoir des effets secondaires allant à l'encontre des objectifs recherchés :

- La hausse des coûts de réception dans les installations de recyclage, repositionne la mise en décharge qui devient plus attractive ;
- Le réajustement de l'incitation au recyclage par l'augmentation du coût de la mise en décharge, accroît les risques de multiplication des dépôts sauvages (illégaux).



Figure 1.2 Décharges illégales des bouteilles d'emballages sur les bords de routes.

1.3 .Le recyclage du verre

De nombreux déchets et autres coproduits sont utilisés comme matériaux de génie civil en particulier dans le domaine des travaux publics, à savoir les débris de démolitions, le plastique, le verre, ...



Figure 1.3 Collecte de bouteilles en verre.

Recycler le verre est l'une des pratiques écologiques les plus simples et efficaces que l'on puisse faire. En effet, le verre met environ trois ou quatre millénaires à se décomposer dans la nature.

Le verre est fabriqué principalement à base du sable et de la silice. On y retrouve également une bonne partie de calcaire et de carbonate de sodium. L'énergie utilisée pour la fabrication du verre à partir des matériaux bruts est très importante. Le recyclage du verre permet, d'une part la récupération d'une partie de cette énergie et d'autre part, la préservation de la nature. Ainsi, selon l'utilisation faite des résidus de verre provenant des déchets domestiques et industriels, son recyclage demande moins d'énergie que lors de sa fabrication originale.

4. Historique

Les études réalisées par Powell (1983) démontrent qu'en utilisant 20, 50 et 100 % de rebuts de verre dans la fabrication des nouveaux verres, des économies de 4, 11 et 22% d'énergie seront respectivement réalisées. Étant donné que la fabrication du verre n'admet presque pas d'impuretés, les critères de sélection des rebuts de verre pour la fabrication d'un autre verre sont très rigoureux. Il faut, pour ce faire, effectuer un triage des débris pour séparer chaque type de verre de toutes ses impuretés. Il s'agit alors d'une exigence qui entraîne des coûts additionnels importants.

Le débris de verre est un matériau en constante progression dans les déchets domestiques. Ahmed (1991) a démontré que la quantité de débris de verre a doublé de 1960 à 1980 passants de 6,7 à 15 millions de tonnes



Figure 1.4 Verre concassé au laboratoire.

Malgré les connaissances encore limitées sur l'utilisation des débris de verre dans la construction, on les retrouve dans les enrobés bitumineux, le béton de ciment, comme granulat de chaussée, comme enrobage de conduites souterraines et comme matériau de drainage. Le besoin de conserver les ressources et de protéger la nature incite aussi à utiliser les débris de verre provenant des déchets domestiques et industriels dans la construction, (Wartman, Grubb et Nasim, 2004).

1.5. Domaines d'utilisations

Les sections suivantes décrivent les différentes utilisations des résidus de verre comme matériau de construction

1.5.1 Utilisation du verre dans le ciment Portland

Les rebuts de verre, comme d'autres matériaux, sont utilisés dans la fabrication du ciment Portland. Les verres de récupération sont ainsi utilisés comme constituant principal pour le clinker, un adjuvant pour le ciment, ou même comme granulats pour le béton. L'utilisation du verre dans le ciment Portland en est encore à l'état expérimental. Ces débris de verre sont préalablement lavés avant de passer dans une meule à verre. Le résultat de ce meulage est une poudre qui passe le tamis de 600 µm. L'examen aux rayons X montre qu'il s'agit d'une poudre amorphe.

D'après une étude récente (Dyer et Dhir, 2001) sur le comportement des débris de verre dans le ciment Portland, les résidus de verre affichaient la composition chimique décrite dans le tableau 1

<i>Tableau 1.1 . Composition chimique des débris de verre utilisés dans le ciment Portland.</i>				
Composition	Débris de verre, masse en %			%
	Blanche	Verte	Brun	
CaO	6.43	10.26	10	64.9
Al ₂ O	2.41	2.81	3.2	5
SiO ₂	70.39	72.05	70.01	21.1
K ₂ O	0.23	0.52	0.82	0.6
Na ₂ O	16.66	14.31	15.35	0.3
Fe ₂ O ₃	0.32	0	0	2.7
MnO	0.04	0.04	0.04	0.01
MgO	2.59	0.9	1.146	1.6
TiO ₂	0.08	0.11	0.11	0.2
Cr	0.02	0	0	0.03
SO ₃	0,19	0,07	0,06	3,3

D'après ces études, on peut conclure que les résidus de verre (réduits en particules fines) pourraient être utilisés, en combinaison avec le ciment Portland, comme liant.

1.5.2. Utilisation des résidus de verre dans les enrobés bitumineux

Un grand nombre d'expériences ont été menées visant l'utilisation des résidus de verre comme granulats dans les enrobés bitumineux. Ce type d'enrobé est appelé Glasphalt. Entre 1969 et 1988, environ 45 localités aux États-Unis et au Canada ont utilisé avec succès le Glasphalt sur des sites tels que les routes locales, les aires de stationnement ainsi que les routes à grande vitesse (autoroutes). Le département des transports du Connecticut (Conn DOT), a réalisé une étude de mise en œuvre technique ainsi qu'une analyse économique de l'utilisation des débris de verre dans les enrobés bitumineux. Cette étude a permis d'identifier certains comportements et particularités liés à l'utilisation du verre dans les enrobés bitumineux, à savoir :

- Le manque d'adhésion entre les granulats de verre et le bitume, faible densité, brisure de morceau de verre et endommagement des pneus. Ainsi, le Glasphalt utilisé en couche de base procurait un meilleur résultat, puisque l'on ne retrouvait plus le problème d'endommagement des pneus;
- La grosseur des grains de verre devrait être limitée à 10 mm;
- Dans des conditions idéales, le Glasphalt coûtait environ 15 % plus cher que le mélange bitumineux conventionnel.

1.5.3 Utilisation des résidus de verre dans la structure des chaussées

Plusieurs études et/ou projets ont été menés visant l'utilisation des débris de verre dans la construction des chaussées. Certains de ces projets visaient l'incorporation d'un pourcentage de résidus de verre dans les granulats conventionnels de chaussées, alors que d'autres visaient l'utilisation à 100 % du verre brisé dans certaines parties de la structure des chaussées.

En 1995, l'Université Technique du Texas a réalisé une étude sur l'utilisation des résidus de verre comme matériau de construction dans la structure et l'infrastructure des chaussées. Ce projet était mené conjointement par le département fédéral des transports et la commission de la préservation des ressources naturelles du Texas. Ces deux organismes désiraient trouver des projets dans lesquels l'utilisation des résidus de verre pourrait être testée, et ce, dans le but de diminuer les montagnes de déchets solides dans la municipalité.

Le projet fut réalisé dans la ville de Devine et il consista en l'utilisation d'un pourcentage de résidus de verre brisé mélangé avec les granulats pour la construction d'une route de 1,2 kilomètre.

Il en résulta que l'usage des rebuts de verre comme matériaux de construction ne causa aucun problème particulier, tant pour le producteur que pour l'entrepreneur (Rogel et Engelke, 1997). Ainsi, les débris de verre se mélangent parfaitement aux granulats et se comportent comme un matériau normal. Ce mélange nécessite moins d'eau afin d'obtenir une densité acceptable. Les équipements de construction ainsi que les véhicules n'avaient pas eu à subir de dommages causés par l'utilisation des débris de verre comme matériau de construction en couche de base.

La comparaison des coûts de construction (Roger et Engelke, 1997) entre les matériaux « mélangés » à base de résidus de verre et ceux composés de matériaux naturels démontra que les matériaux « mélangés » coûtent relativement plus cher que les matériaux naturels. Une partie de ces coûts a été attribuée aux conditions de traitements additionnels (tri et concassage) du verre et au procédé de mélange du verre et des granulats naturels.

À la lumière des conclusions de ce projet, la ville de Devine a bénéficié de 4000 pieds de route de bonne qualité et constituée d'une fondation en débris de verre. Ce projet démontra également que le débris de verre s'est avéré une excellente solution de rechange dans la construction et que l'on pourrait poursuivre l'utilisation des débris de verre dans le futur comme matériau de construction. Il n'a pas été nécessaire de prendre des précautions extraordinaires relativement à la conception et à la réalisation de ce projet. Celui-ci démontra que l'on pouvait aussi utiliser les débris de verre comme matériau de remblai.

Le potentiel de réduction des coûts réalisée par l'utilisation des résidus de verre provient surtout des économies reliées à leurs coûts de disposition.

Une autre étude menée en laboratoire à l'Université de l'Alaska (Raad, 1992) a également démontré que l'utilisation de verre brisé dans l'enrobé n'en détériorait pas les propriétés, dans la mesure où sa teneur ne dépassait pas 15 %, mais il semble que le véritable optimum soit à 7,5 %. Dans le cadre de ce projet, l'auteur a également étudié l'influence sur la portance (CBR) de l'utilisation d'un pourcentage de verre dans un mélange verre-silt tout en précisant que les valeurs CBR n'étaient pas modifiées en autant que le pourcentage de verre ne dépassait pas 15 %.

La susceptibilité au gel du verre brisé a été étudiée par (Henry, 1997). Ses essais réalisés sur un verre brisé, contenant environ 1 % de passant au tamis de 80 microns, ont démontré que celui-ci affiche une susceptibilité au gel allant de négligeable à très faible. De l'ensemble des essais réalisés dans ce projet, on peut tirer les valeurs suivantes de certaines propriétés :

Densité : $D = 2,49$ à $2,52$

Masse volumique obtenue du Proctor standard = 1590 à 1720 kg/m^3

Masse volumique obtenue du Proctor modifié = 1780 à 1890 kg/m^3

Angle de friction = φ = avec 100 % de verre brisé = $51,2^\circ$

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

Plusieurs projets ont été réalisés avec utilisation d'un pourcentage de verre concassé mélangé avec de la pierre concassée ou d'autres types de sols. Dans certains cas, le verre est mélangé au granulats pendant son concassage, alors que dans d'autres cas (Engelke, 1997) il est mélangé sur le terrain en effectuant le malaxage à l'aide d'une niveleuse par formation d'andains après avoir épandu le verre sur le granulats (Public Works, 1994).

Une dernière expérience forte intéressante a été réalisée en Idaho (Zeyher, 2002). Il s'agit de l'utilisation intégrale de 300 tonnes de verre concassé dans un remblai de route. Dans ce cas, le verre a d'abord été mis en place sur une épaisseur de 200 à 250 mm pour ensuite être compacté à l'aide d'un tracteur suivi d'un compacteur. L'expérience fut jugée concluante.

1.6 Propriétés physiques des débris de verre en géotechnique

L'université de Philadelphie (Wartman, Grubb et Nasim, 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.

L'échantillon provenant du commerçant était moins bien trié et contenait plus de matériau non verre que l'échantillon provenant de la carrière. On retrouvait presque 3,4 % des déchets provenant des étiquettes, des couvercles de métal et de plastique. De plus, cet

échantillon dégageait une très forte odeur de moisissures. Le premier échantillon contenait peu d'odeur et seulement 0,8 % de déchets autres que les débris de verre.

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 :

<i>Tableau II. Résultats des tests physiques effectués sur les débris de verre.</i>					
Test	Test 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 D ₅₀ (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 modifiée $\gamma_{d \max}$ (KN/m ³)	ASTM D1557-00	18.3	-	17.5	-
W_{opt} (%)		9.7	-	11.2	-
Proctor standard $\gamma_{d \max}$ (KN/m ³)	ASTMD698- 00	16.8	-	16.6	-
W_{opt} (%)		12.8	-	13.6	-
Cisaillement directe	ASTM D3080-98				
Angle de frottement (deg)					
σ_n (kPa)					
0-60		61-63°	-	59-62°	-
60-120		58-61°	-	55-59°	-
120-200		63-68°	-	47-55°	-
Consolidation triaxial	USACOE				
Angle de frottement (deg)		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, Grubb et Nasim, 2004) conclurent 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.

1.7 Conditions de la réalisation

Le verre doit être concassé et tamisé pour en extraire une partie des débris. Il faut éviter d'utiliser le verre concassé dans les chaussées qui comportent des conduites souterraines puisque lors de réparations futures il pourrait y avoir danger de blessures. Ne pas utiliser dans une chaussée non revêtue, à moins de 300 mm de la surface parce qu'avec les opérations d'entretien à la niveleuse le verre pourrait éventuellement se retrouver à la surface. L'ensemble des applications possibles est résumé dans la figure ci-dessous.

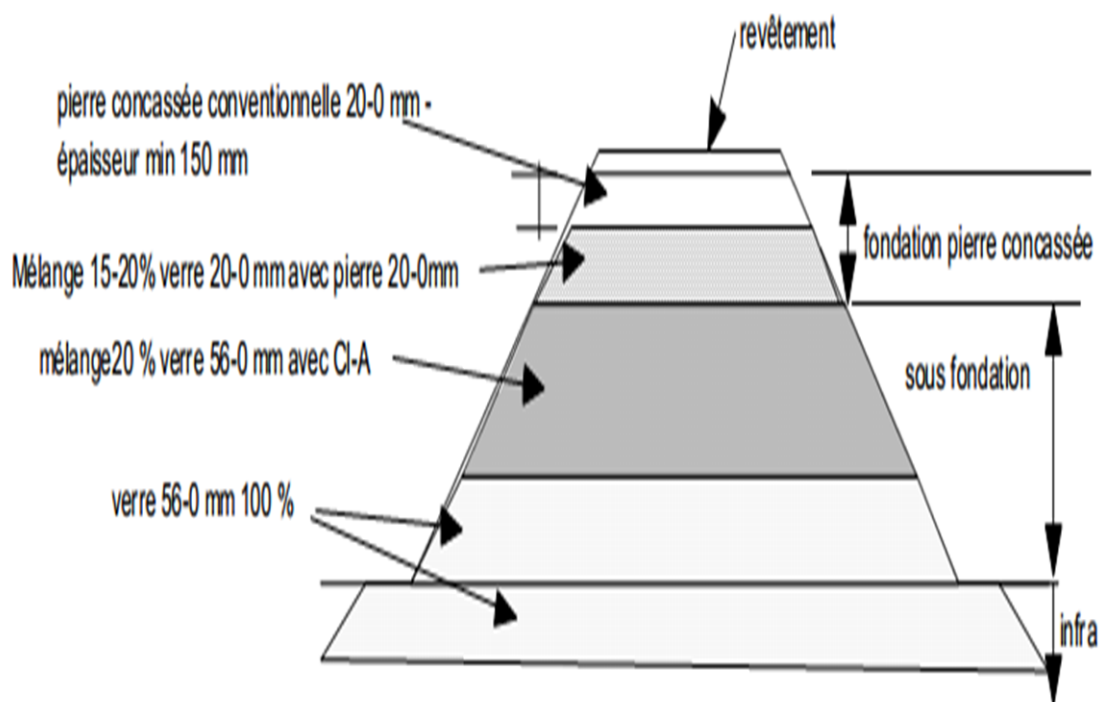


Figure I.5 : Schématisation de l'ensemble des applications possibles.

1.8 Conclusion

Le verre brisé peut présenter des propriétés intéressantes pour un matériau de chaussée puisqu'il s'agit d'un matériau très perméable et, par conséquent, peu capillaire donc peu susceptible au gel : deux propriétés recherchées dans le cas d'un matériau dessous-fondation.

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. Ceci fera l'objet des chapitres suivants.

Chapitre II

Généralités sur les chaussées

2.1. Introduction

L'histoire de la route est indubitablement attachée au développement de l'humanité et des civilisations. La civilisation romaine, a véritablement marqué de son empreinte une partie de l'Europe par l'aménagement d'infrastructures routières. Cependant, il est important de noter que l'histoire des routes est aussi liée aux volontés d'expansion des nations et donc des besoins de leurs armées (la circulation de chars), ce qui a rendu nécessaire dans ces conditions qu'elle soient de plus en plus améliorées.

La notion de chaussée est inventée ; les romains utilisaient alors des matériaux minéraux durs sous forme de blocs. Les techniques utilisées proviennent de la maçonnerie, on donnait alors à la route une forme bombée, ce qui permet le report des efforts sur les bords de chaussée qu'il suffit alors de caler. Cette technique était utilisée pendant près de 20 siècles.

Par la suite, de nombreuses civilisations aux visées expansionnistes, ont appuyé leur développement sur une maîtrise de la communication en général et des infrastructures routières en particulier. À la fin du 16^{ème} siècle, apparaît en France, la première trace de l'organisation des infrastructures routières nationales. Il a fallu attendre le 17^{ème} siècle, pour la création de celle qu'on peut qualifier d'institution nationale, qui est l'administration des Ponts et Chaussées, qui a pu concrétiser la construction des chaussées modernes.

Dans ce chapitre, sont présentées des généralités sur les chaussées modernes, voire, les principaux types, les différentes couches constitutives, les paramètres pris en compte pour leur dimensionnement, la déformation des chaussées souples, et les matériaux utilisés dans les corps de chaussées.

2.2. Pourquoi une structure de chaussée



Figure 2.1 Piste pour circuler.

De tout temps, on a eu besoin de circuler. Mais, les « routes » ne furent guère que des pistes plus ou moins sommaires permettant de joindre des villes, villages ou hameaux, sans empiéter sur les prairies ou terres cultivées. La route ne différait alors pas tellement des surfaces qui la bordaient.

Il est vrai qu'on circulait aisément sur des pistes bien nivelées quand les conditions climatiques étaient favorables, mais en période de pluie, les sols mouillés devenaient glissants ou se transformaient en borbiers. On entreprit alors d'étaler, aux endroits les plus mauvais, des lits de pierres dont le mérite était d'être moins sensible à l'eau.

L'idée du matelas de pierres a duré de nombreux siècles. Elle s'est développée à l'époque des Romains pour donner naissance à la « chaussée romaine » : le dallage. Plus tard, la route empierrée « macadam » a fait son apparition et avec elle, les premières spécifications pour l'exécution d'une bonne route.

Avec le développement des engins lourds au début du XXe siècle, les premiers problèmes ont surgi :

- apparition de nids de poule,

- poinçonnement du hérisson et effondrement de la chaussée aux premières pluies.

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

2.3. Définition

Les chaussées ont été définies par (Coquand, 1978), comme étant la partie d'une voie de communication affectées à la circulation des véhicules, elles se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constitué du sol terrassé, dit sol support, le plus souvent surmonté d'une couche de forme. 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.

2.4. Les principales couches de chaussées

Le corps d'une chaussée est constitué principalement, par la superposition de trois types de couches. La couche de surface, la couche d'assise, et la plate-forme support de chaussée constituée du sol, généralement surmonté d'une couche de forme. La couche de surface peut être divisée en une couche de liaison et une couche de roulement ; la couche d'assise en une couche de fondation et une couche de base. (Faure, 1998), (Gagnon, 1982), (LCPC, 2000)

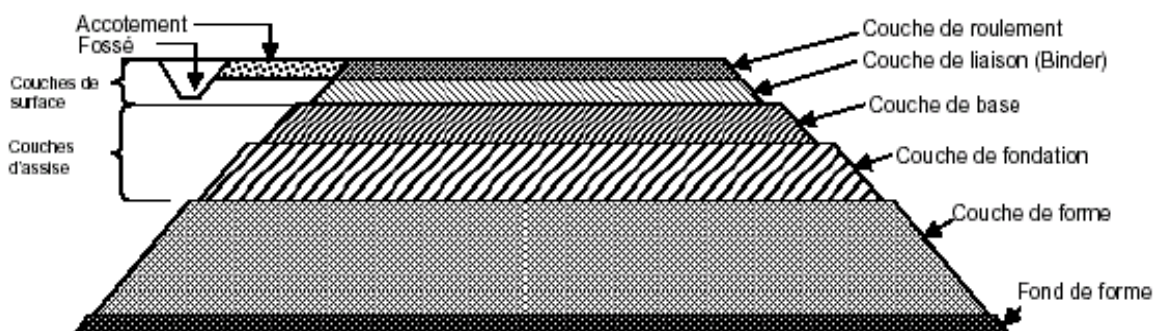


Figure 2.2. : Coupe verticale d'un corps de chaussée.

2.4.1. La couche de forme

Cette couche, qui ne fait pas partie intégrante de la chaussée, a plusieurs fonctions. Pendant les travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier d'une part, et d'autre part, elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

2.4.2. La couche d'assise

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches ; Une **couche de fondation**, surmontée d'une **couche de base**. Son but est d'augmenter la stabilité et la rigidité de la fondation, elle mesure de 7,5 à 10 cm d'épaisseur, on utilise pour cette couche un mélange de pierres concassées contenant de 50 à 70 % de particules retenues au tamis de 4,75 mm et le pourcentage des vides doit être compris entre 3 à 8 %. Ces couches en matériaux élaborés, le plus souvent liés (bitume, liants hydrauliques) pour les forts trafics, apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles repartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

2.4.3. La couche de surface

Cette couche est constituée à son tour de deux sous-couches appelées, couches de liaison et couche de roulement.

2.4.4. La couche de liaison

(binder), elle permet la transition entre la couche de base ou les fondations et la couche de roulement, elle doit fournir un support rigide et uniforme à la couche de roulement et aider la chaussée à bien se comporter, le mélange doit contenir de 50 à 70 % de pierres concassées et de 3 à 8 % de vides. Elle contribue à l'amélioration de l'uni de la chaussée et renforce la protection mécanique, thermique et hydraulique de l'assise par imperméabilisation. Elle supporte principalement les efforts tangentiels et assure un rôle primordial contre la formation d'ornières.

2.4.5. La couche de roulement

(couche d'usure), c'est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, elle doit offrir à l'utilisateur le confort, donc une surface sans rugosité, et la sécurité, donc une surface antidérapante, cette couche doit être imperméable et posséder une grande résistance à la fissuration, elle mesure de 3,75 à 6,25 cm d'épaisseur. Son mélange contient de 30 à 50% de pierres concassées d'une grosseur maximale de 1,25 cm, il est conseillé d'avoir un pourcentage de vides inférieur à 5 % pour éviter une infiltration d'eau, et supérieur à 2 % pour éviter la désagrégation du mélange.

En plus de ces couches, pour qu'une chaussée puisse assurer, la durabilité, l'entretien, et la sécurité des passagers, elle doit comporter les éléments suivants :

- **L'accotement**, c'est la plate-forme contiguë à la chaussée, renforcé ou non, pour permettre l'immobilisation des véhicules.
- **Le fossé**, c'est une partie de la route, formant une tranchée ouverte dans le terrain, servant à la récolte et l'évacuation des eaux de surface.
- **Le fond de forme (sol support)**, c'est l'ensemble des matériaux en place existants avant les terrassements ou à défaut, le déblai, qui est l'ensemble des matériaux en place obtenu après excavation.

2.5. Quelques analyses routières

2.5.1. Que se passe-t-il lorsqu'un véhicule se déplace sur un sol ?

Le poids du véhicule est transmis au sol, sous forme de pressions, par l'intermédiaire des pneumatiques. D'une manière générale, les sols ne peuvent supporter sans dommage de telles pressions. Si le sol n'est pas assez porteur, le pneu comprime le sol et il se forme une ornière (Fig.2.3)

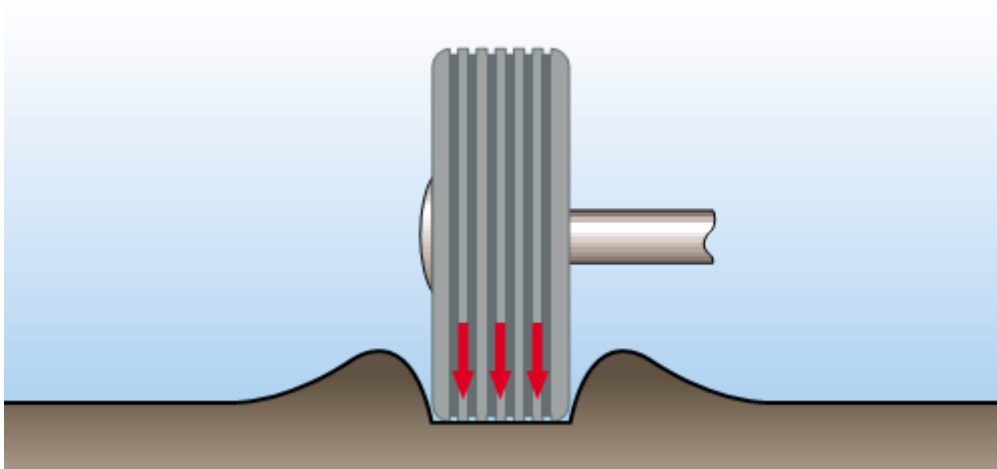


Figure 2.3. Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol.

Si le sol est porteur, il se passe deux choses imperceptibles mais qu'il faut bien comprendre (Fig. 2.4).

- Le sol s'affaisse sous le pneu. C'est la déformation totale : W_t
- Lorsque la roue s'éloigne, le sol remonte mais pas totalement : il reste une déformation résiduelle : W_r

. La différence $d = W_t - W_r$ s'appelle la « déflexion »

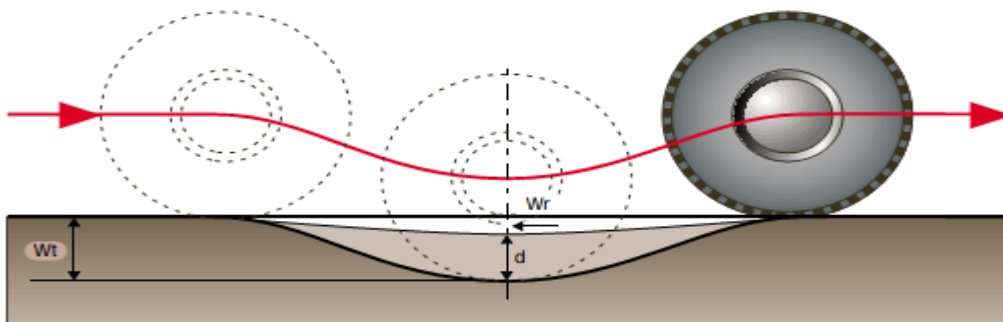


Figure.2.4 Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge.

La déflexion (**d**) est proportionnelle à la charge appliquée elle est pratiquement constante si l'on répète l'application de cette charge des milliers de fois.

L'orniérage est la déformation résiduelle W_r qui s'accroît au fur et à mesure des passages des véhicules et proportionnellement à leur charge.

2.5.2. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire non liée ?

Dans une couche granulaire non liée, les grains constitutifs restent indépendants les uns des autres. Ce sont donc des matériaux à module faible compris entre 100 et 500 MPa. Par conséquent, sous l'action d'une charge, cette couche travaille principalement en compression, c'est-à-dire qu'elle transmet au sol sous-jacent la totalité de la charge en la répartissant d'une façon non uniforme. La pression la plus importante se situe en dessous de la charge.

Pour schématiser le phénomène, imaginons un empilement de pierres identiques, ou même de billes.

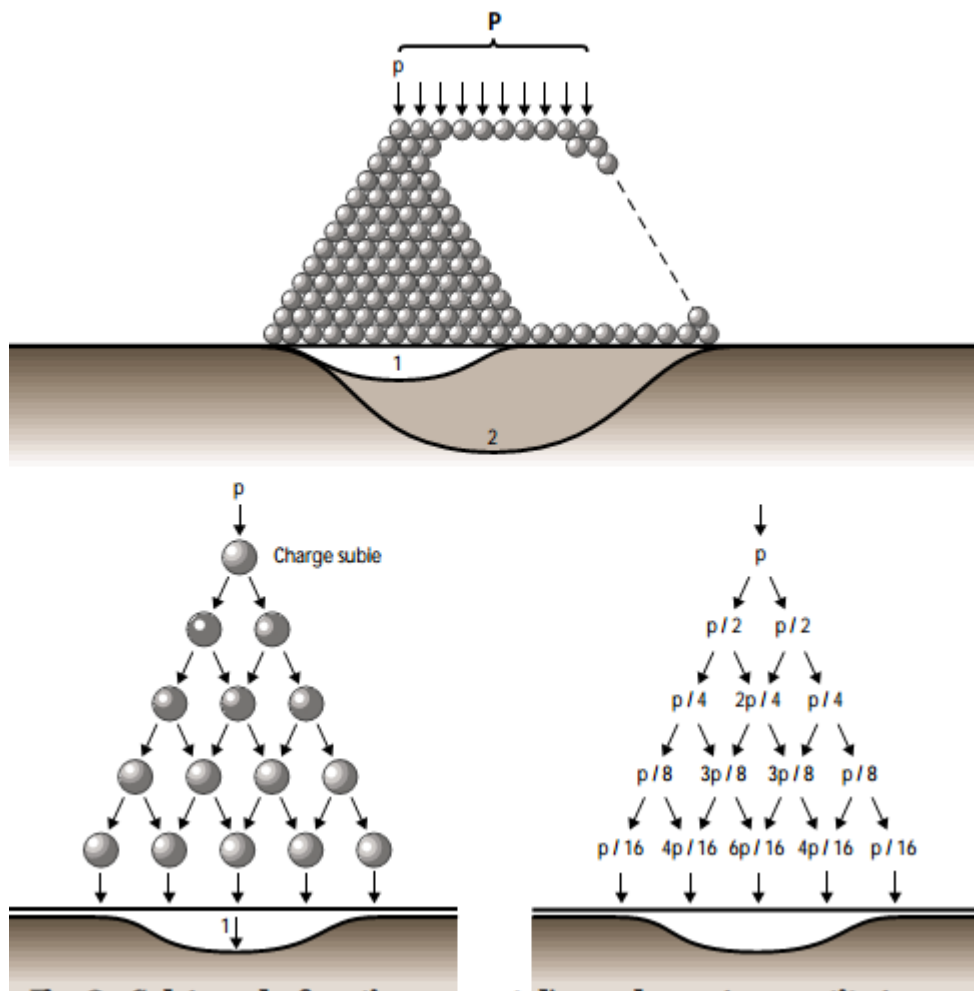


Figure 2.5. Schema de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel.

Considérons une charge p sur une bille

Celle-ci va transmettre $p/2$ à chacune des deux billes de la couche sous-jacente. Sur les trois billes de la 3^e rangée, il y aura successivement : $p/4$ $2p/4$ $p/4$

Sur les quatre billes de la 4^e rangée, il y aura : $p/8$ $3p/8$ $3p/8$ $p/8$ et ainsi de suite.

On voit qu'à la n ème rangée, il y a une répartition en cloche qui correspond à un étalement de la charge p (Fig. 3.5).

Mais, à l'interface couche granulaire - sol, on peut constater que la somme des charges réparties est égale à la charge p

Sous l'action d'une charge, une couche granulaire non liée travaille principalement en compression. La pression la plus élevée se situe à la verticale de la charge.

Pour dimensionner une couche granulaire, c'est-à-dire définir son épaisseur, il faut que la pression verticale maximale transmise au sol sous-jacent soit inférieure à la portance du sol. Celle-ci est, en règle générale, appréciée par l'essai CBR (Californian Bearing Ratio).

Sous l'effet de passages répétés de charges, la couche granulaire se comporte comme un sol (se référer au paragraphe 3.1.)

a) elle a une déflexion,

b) elle a donc une déformation résiduelle qui augmente en fonction des passages répétés des charges et finit par provoquer de l'orniérage

2.5.3. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au ciment ?

Considérons maintenant une couche granulaire traitée au ciment, donc liée, et reposant sur le sol. Si on applique une charge P à cette couche, la transmission de la charge au sol ne se fait pas de la même façon que dans le cas d'une couche granulaire non liée (se référer au paragraphe 3.2)

L'existence des liaisons entre les grains et leur multiplicité modifient la transmission de la charge. La couche liée forme ainsi une dalle qui peut être très rigide, dont le module est constant et indépendant de la température et de la durée d'application de la charge. L'effet de répartition de la charge sur le sol support est alors très important. Les contraintes de compression qui sont transmises au sol sont, dans ce cas, relativement faibles

Mais, l'amortissement très élevé des contraintes verticales dues aux charges est compensé par l'apparition, au sein de la couche traitée, de contraintes de compression et surtout de traction à la partie inférieure (Fig. 2.6).

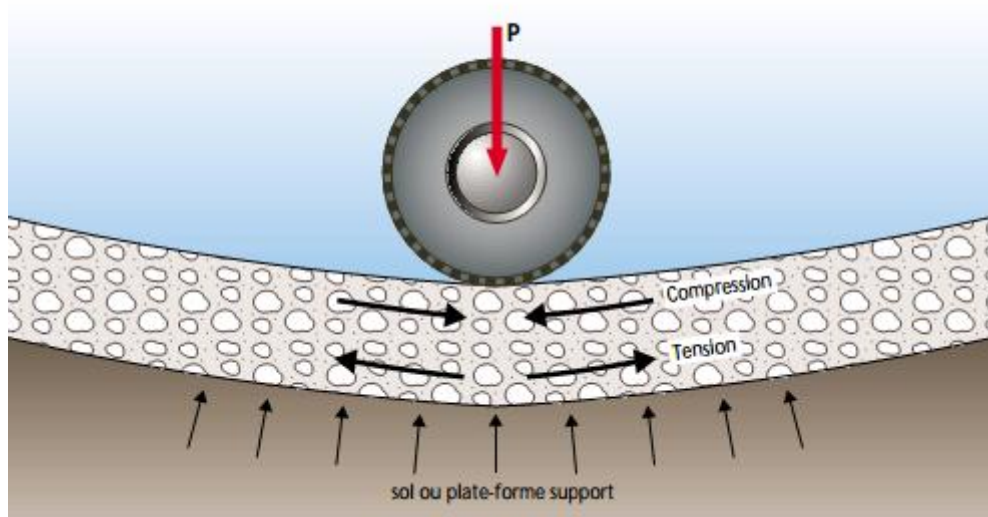


Figure 2.6 Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée au ciment reposant sur le sol naturel

Seule cette contrainte de traction est prise en compte pour le dimensionnement.

Sous l'action d'une charge, une couche traitée au ciment, donc liée, induit les phénomènes suivants :

- répartition uniforme de la charge sur le sol support. Donc, contraintes de compression sur le sol relativement faibles.

- apparition de deux types de contrainte au sein de la couche liée :

1. une contrainte de compression dont la valeur est très inférieure à la résistance en compression du matériau.

2. une contrainte de traction par flexion, dont la valeur peut être élevée, qui se manifeste à la base de la couche traitée

A chaque passage de la charge, la couche traitée travaille à la traction par flexion au niveau de la fibre inférieure ; si on répète l'opération un grand nombre de fois, cette couche se fatigue et finit par se fissurer même si les efforts engendrés ne dépassent pas, à chaque fois, la contrainte admissible du matériau. C'est ce qu'on appelle la fatigue sous efforts répétés.

Le dimensionnement d'une couche traitée au ciment consiste à déterminer son épaisseur pour qu'elle ne se fissure pas sous l'effet des charges répétées.

Il convient donc :

- a) de déterminer la contrainte à la traction de la couche traitée et s'assurer qu'elle est inférieure à la contrainte de traction admissible du matériau,
- b) d'apprécier le comportement à la fatigue de la couche traitée.

2.5.4. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une dalle en béton de ciment

Une dalle en béton se différencie en particulier d'une couche traitée par sa forte teneur en ciment.

Son comportement, sous l'action d'une charge P , est comparable à celui d'une couche granulaire traitée au ciment mais dont les caractéristiques mécaniques seraient beaucoup plus élevées.

Le dimensionnement consiste donc à calculer l'épaisseur de la dalle pour supporter, sans se fissurer ou se rompre, la répétition des charges pendant une durée donnée

Ceci consiste à

- déterminer la contrainte du béton à la traction par flexion et s'assurer qu'elle est inférieure à la contrainte de traction admissible du béton,

- apprécier le comportement à la fatigue de la dalle.

2.5.5. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au bitume ?

Une couche granulaire traitée au bitume présente l'inconvénient d'avoir un module variable en fonction de la température et de la durée d'application de la charge. Alors qu'une couche traitée au ciment évolue comme une dalle en béton, une couche granulaire traitée au bitume présente, préalablement à la fissuration par fatigue, du fluage conduisant à des ornières provoquées par le passage répété des charges ; son comportement dépend beaucoup du climat et de la déformabilité des couches inférieures.

Ce que nous avons analysé dans les paragraphes précédents, a permis de souligner la nécessité d'interposer, entre le véhicule et le sol, un écran qui aura pour but de répartir les charges sur une plus grande surface et de réduire ainsi les pressions transmises au sol jusqu'à une valeur admissible. La chaussée constitue cet écran. La diffusion des pressions diffère par sa nature et son intensité selon que l'on ait affaire à une couche granulaire non traitée, à une couche granulaire traitée (au ciment ou au bitume) ou à une dalle en béton de ciment. Toutefois, cette diffusion n'est obtenue qu'avec une épaisseur convenable de matériaux adéquats. Ces matériaux constituent la structure de la chaussée.

Ce qui nous a permis de distinguer quelques types de chaussées.

2.6. Les différents types de chaussées

La différence entre les chaussées peut être due à plusieurs paramètres, tel que la nature du sol sur lequel seront construites, ou encore l'intensité du trafic auquel elles seront soumises. (Faure, 1998) a distingué 6 principaux types

2.6.1. Les chaussées souples

Pour les trafics faibles à moyens ($\leq T2$), ces structures comportent une couverture bitumineuse mince (moins de 15 cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

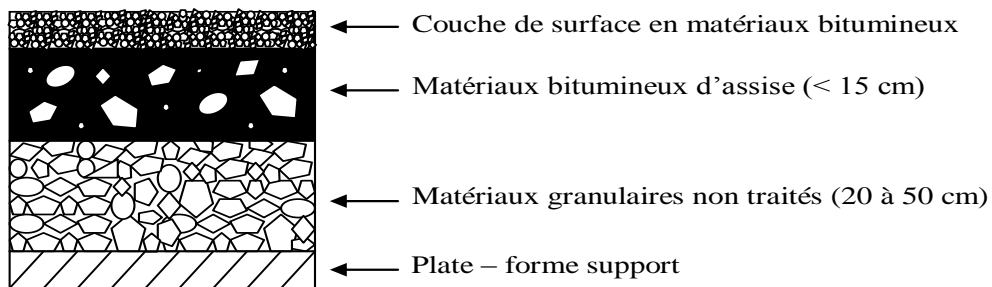


Figure 2.7 : Les couches de chaussées souples.

2.6.2. Les chaussées bitumineuses épaisses

Elles se composent d'une couche de roulement bitumineuse, sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés (bitumineux), fait d'une ou deux, voire trois couches.

Les matériaux granulaires constituant l'assise de la chaussée ont un module de rigidité relativement faible. Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée

La couverture bitumineuse subit à la base des efforts répétés de traction flexion

L'évolution la plus fréquente des chaussées souples se manifeste d'abord par l'apparition de déformations de type orniérage et affaissements qui détériorent les qualités des profils en travers et en long

Les sollicitations répétées de flexion alternés dans la couverture bitumineuse entraînent une détérioration par fatigue, sous forme de fissures d'abord isolées, puis évoluant peu à peu à vers le faïençage

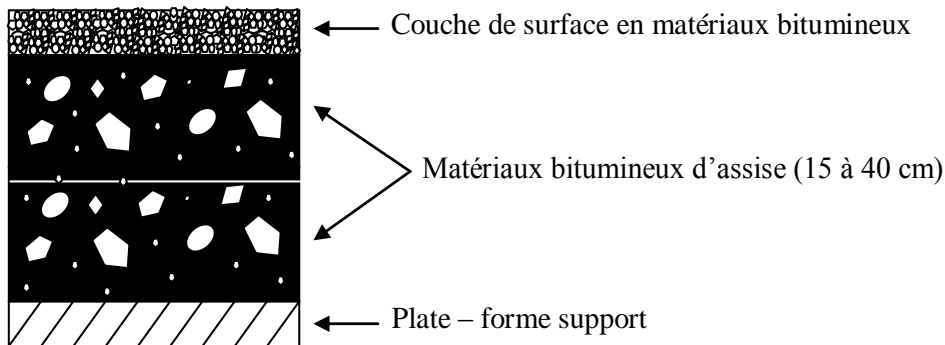


Figure 2.8.: Les couches de chaussées bitumineuses épaisses.

2.6.3. Les chaussées semi-rigides (assises traitées aux liants hydrauliques)

Pour les forts trafics ($T_2 \leq T_i \leq T_0$), ces structures comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques, disposés en une ou deux couches. L'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm

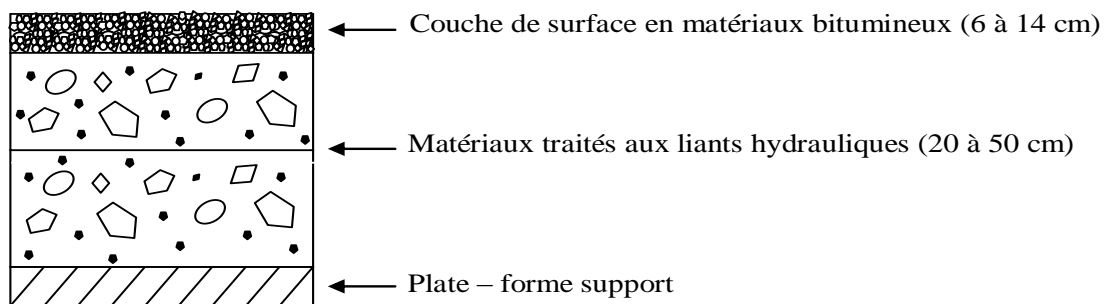


Figure 2.9.: Les couches de chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

2.6.4. Les chaussées à structure mixte

Elles comportent une couche de surface et une couche de base (10 à 20 cm) en matériaux bitumineux (en général du grave bitume), sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm).

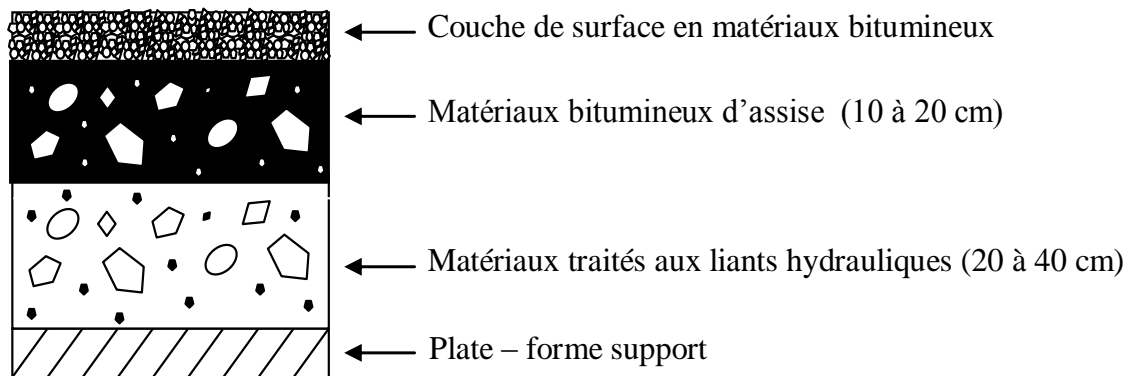


Figure 2.10. : Les couches de chaussées à structure mixte.

2.6.5. Les chaussées à structure inverse

Par rapport aux structures mixtes, ces structures comportent entre la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques et les couches supérieures bitumineuses, une couche supplémentaire de matériaux granulaires ayant pour fonction d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation.

2.6.6. Les chaussées en béton de ciment

Ces structures ont un mode de fonctionnement très particulier, quoique voisin de celui des chaussées semi – rigides.

2.7. Le dimensionnement des chaussées

Le dimensionnement des chaussées consiste à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches, afin de s'assurer que pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière.

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 :

- Le trafic, connaître l'importance de la circulation que devra supporter la chaussée, et surtout la nature et l'intensité de la circulation lourde ;
- La qualité de la plateforme support de chaussée, avoir une idée de la déformabilité du terrain, particulièrement dans le cas où la couche supérieure est peu flexible (enrobés) ;
- Les caractéristiques des matériaux de chaussées et la qualité de réalisation ;
- Les conditions climatiques, être renseigné sur le climat, le régime des nappes, les possibilités de drainage et d'évacuation des eaux, le bilan évaporation – précipitation et les risques de gel.

2.8 Action des véhicules sur les chaussées

Les chaussées au cours de leur âge subissent plusieurs types de sollicitations. Outre des sollicitations climatiques, les véhicules notamment les poids lourds, exercent des efforts importants et divers sur la chaussée, (Coquand, 1978), (Brunel, 2004-2005).

2.8.1. Actions verticales

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

2.8.2. Actions tangentielles

Les roues exercent sur la chaussée des actions tangentielles par ;

La transmission de l'effort moteur ou de freinage ;

La mise en rotation des roues non motrices ;

La résistance aux efforts transversaux.

2.8.3. Actions dynamiques

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

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

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

2.8.4. Vibrations

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

2.8.5. Durée d'application des charges

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

2.8.6. Répétition des charges

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

2.9. Modes de déformation des chaussées souples

Une structure souple est principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds. Elle est constituée d'une couche bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), reposant sur une ou plusieurs couches de graves non traitées « GNT », (entre 20 et 60 cm, compactées par couches de 20 à 30 cm). Les différentes couches 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 5000 MPa environ pour l'enrobé.

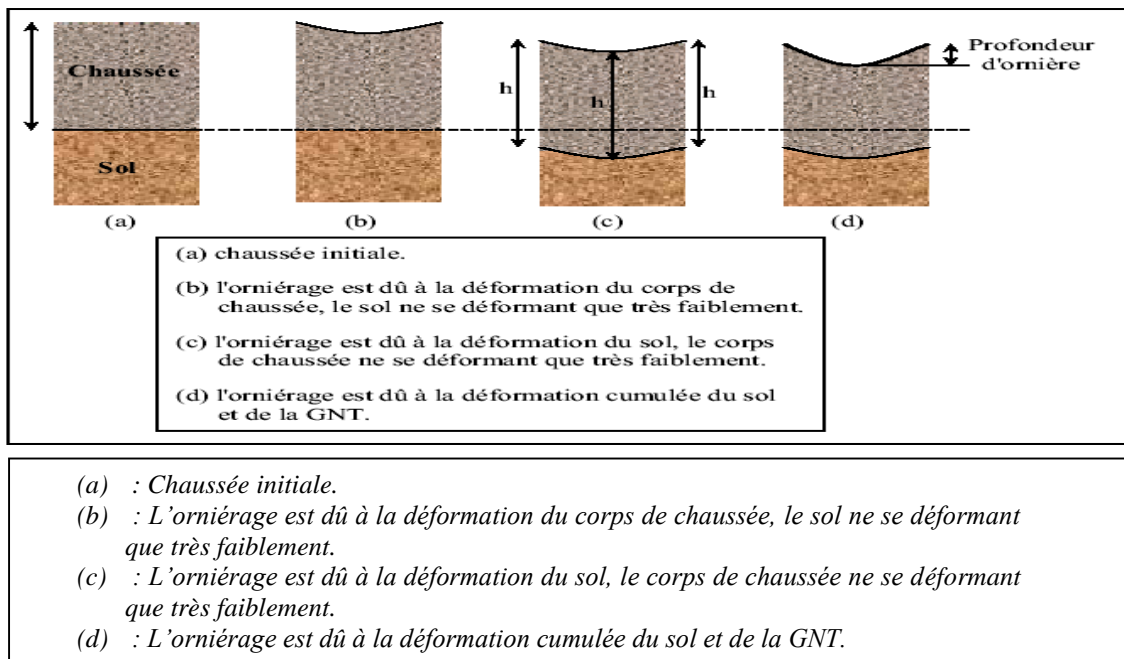


Figure 2.6. Les modes d'orniérage des chaussées souples.

Le principal mode de dégradation de ces chaussées est l'orniérage. Il résulte de la déformation longitudinale de la chaussée dans l'axe du passage des roues, qui est due en plus de la déformation de l'enrobé, soit à la déformation de la couche de grave non traitée (b), soit à celle du sol (c), ou bien à la déformation cumulée des deux (d). Pour les cas (b) et (d), la couche de GNT contribue de façon significative à l'orniérage, cette contribution peut atteindre 50% de la déformation totale. La faible rigidité de ces structures les rend aussi très sensibles aux variations de teneur en eau des matériaux non liés (sol et GNT) ; celles-ci peuvent conduire à des pertes de rigidité très importantes en période humide (forte pluie, dégel). En France, la profondeur d'orniérage maximale tolérée sur le réseau national est de 15 mm. Un "bon dimensionnement" doit assurer que cette valeur ne sera pas atteinte durant la vie de l'ouvrage. (Guidel, 2001).

2.10. Les matériaux routiers

Un gisement recouvre l'ensemble des zones d'extraction de matériaux

- emprunts pour terrassements ;
- gites pour matériaux meubles ;
- carrières pour matériaux rocheux ;

On appelle matériaux meubles, l'ensemble des matériaux dont l'extraction ne nécessite ni l'emploi d'explosifs ni l'utilisation de tracteur.

Ainsi, les matériaux routiers sont issus, soit des roches meubles provenant des sablières, soit des roches massives exploitées en carrière. Il représentent l'ensemble des grains minéraux de dimension comprise entre 0 et 80 mm.

Ces matériaux doivent présenter des propriétés mécaniques qui leurs permettent de subir les sollicitations d'origines diverses.

2.11. 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.

2.11.1 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.

2.11.2 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.

2.12 Qualités des matériaux

Le choix des matériaux dépend de beaucoup de facteurs surtout économique (Disponibilité dans la région) et qualitatif. Les qualités requises des matériaux destinés à constituer les couches de fondation et de base sont

Présenter une granulométrie convenable, de telle sorte que le matériau ne s'aggrave pas dans les diverses manipulations.

Etre constitué par un agrégat d'autant plus dur et résistant que les efforts dans la couche considérée sont élevés et que leur répétition est fréquente.

La propreté du matériau est impérative, le matériau ne doit pas comporter trop d'éléments fins argileux sous peine de voir diminuer la stabilité et la résistance à la fatigue.

Présenter une compatibilité acceptable, c'est-à-dire se mettre en place facilement et ne pas avoir la courbe Proctor trop pointue.

La stabilité du matériau obtenu par frottement interne, cohésion, remplissage des vides doit être indépendante des conditions climatiques.

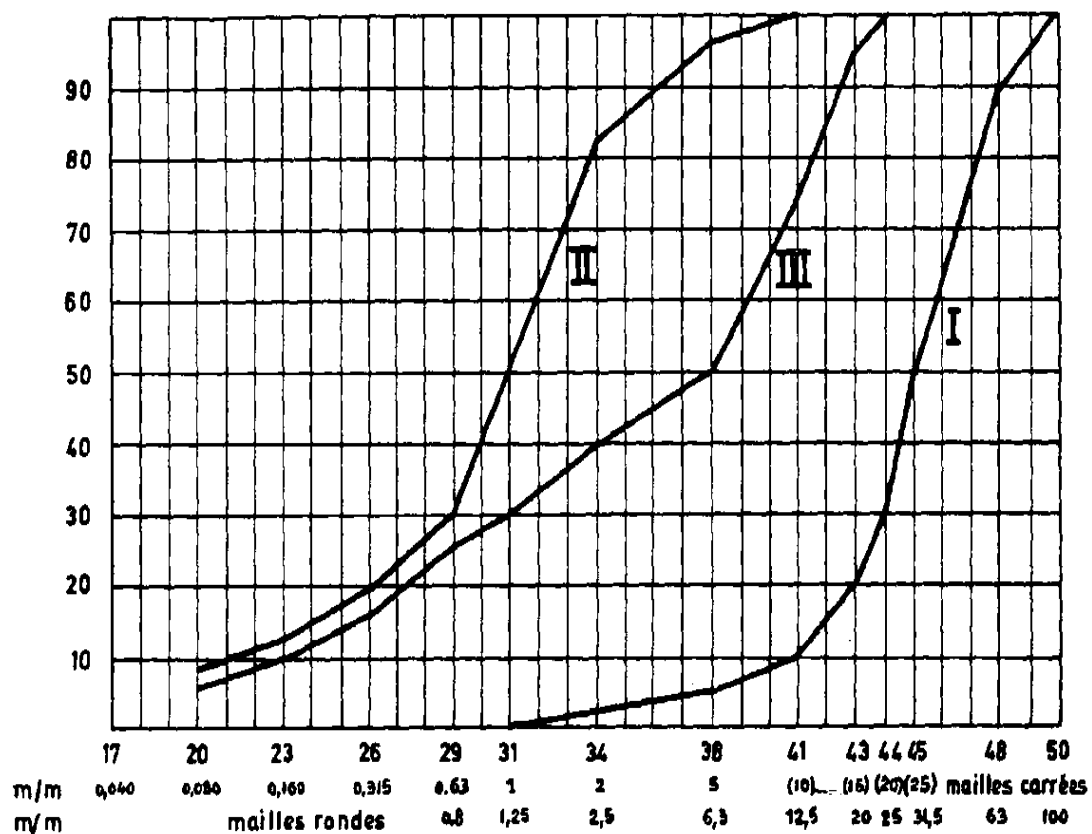


Figure 2.7 Exemples de courbes granulométriques.

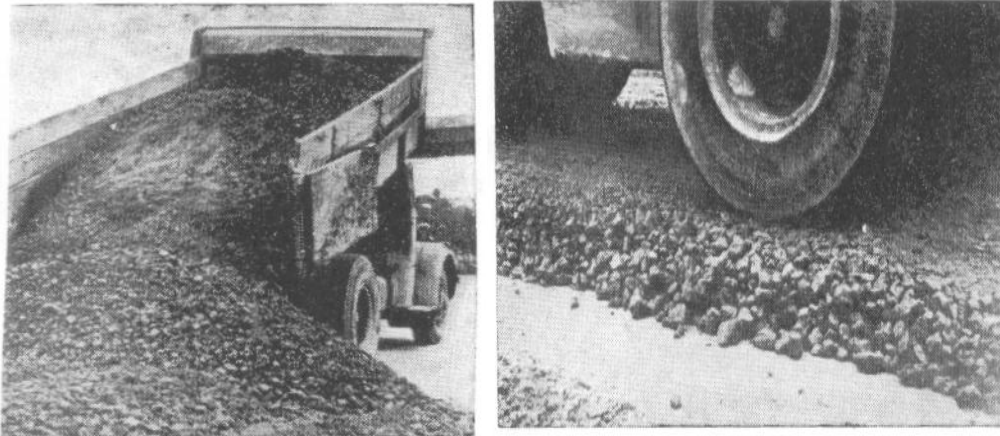


Figure 2.8. Phénomène de ségrégation au déchargement et à la mise en œuvre.

La ségrégation est le phénomène de séparation des grains par taille, sorte de criblage naturel qui conduit à des hétérogénéités granulométriques préjudiciables à la tenue de la chaussée. L'aspect le plus connu de ce phénomène, comme le montre la figure (2.8), est l'accumulation des gros grains aux pieds des tas constitués par déversement de bennes de camions ou de tout autre engin. Un autre aspect fréquent, est la formation d'un cordon de gros grains laissés par la lame d'un motorgrader lorsque les gros grains sont trop gros pour passer sous la lame.

La plupart des recherches entreprises pour définir une courbe granulométrique idéale, ou du moins un fuseau à l'intérieur duquel elle devrait être située en permanence, ont adopté comme point de départ une forme analytique simple exprimée par la formule (2.1).

Avec :

$$\frac{p}{100} = \left(\frac{d}{D} \right)^n$$

D : Calibre maximum du granulat.

P : Pourcentage d'éléments passant au tamis de maille d.

Si on fixe (D), on dispose de deux paramètres, d'une part de l'exposant (n) et d'autre part du pourcentage d'éléments passant à travers un tamis de maille (d). Autrement dit, on peut se fixer le (D) et le pourcentage de filler (n) est alors déterminé. Inversement on peut fixer (n).

Les expériences faites sur des granulats de granularités variées ne conduisent pas à des conditions identiques, selon que l'on s'intéresse au compactage, à la tenue aux charges répétées, à l'attrition, etc. Il s'emble que, du point de vue de la densité après compactage, l'exposant n doit être compris entre [0,4 et 0,6]. Pour des valeurs supérieures de n , la densité sèche diminue très rapidement. Mais du point de vue de la tenue au trafic (déflexion sous charges répétées et attrition), des valeurs plus élevées de (n) sont préférables, (n) compris entre [0,7 et 1].

Lorsqu'on est en présence d'une courbe granulométrique expérimentale, il est plus facile de calculer rapidement le coefficient de courbure (C_c) que l'exposant de la courbe parabolique la plus proche. C'est pourquoi certains services comme les Services Routiers Suisses, préfèrent utiliser ce coefficient comme critère de qualité d'un granulats. Il est recommandé alors d'utiliser des matériaux ayant une courbe granulométrique dont le coefficient de courbure reste compris entre [1 et 3].

On voit que ces résultats amènent à rechercher un compromis entre des conditions parfois contradictoires, d'autant que la seule granularité n'est pas suffisante pour caractériser un matériau. C'est la raison pour laquelle il est utopique de croire qu'il existe une ou des courbes granulométriques idéales.

2. Le matériau doit être constitué par un agrégat d'autant plus dur et résistant, que les efforts dans la couche considérée sont élevés et que leur répétition est importante. Il ne faut pas dans une couche de bas par exemple, que l'agrégat se fragmente indéfiniment et produire des fines qui risquent de transformer petit à petit un gravier en sable beaucoup moins instable.

Sous l'effet des agents météoriques, c'est-à-dire essentiellement de l'eau et de la température, certains matériaux évoluent, cette évolution est accélérée par les effets mécaniques de la circulation. Mais indépendamment du morcellement mécanique, certains matériaux peuvent en gisement présenter des qualités apparemment satisfaisantes, mais une fois mis en œuvre perdent ces qualités au bout d'un temps qu'il est d'ailleurs toujours difficile de prévoir. D'autres au contraire, peuvent avoir leur stabilité accrue et sont le siège d'une véritable cimentation qu'il n'est pas toujours facile de prédire de façon certaine. Il est donc important de bien séparer les matériaux qu'on peut appeler francs, c'est-à-dire qui ne réservent aucune surprise, de ceux qui risquent d'évoluer.

L'eau est le principal agent d'évolution, elle intervient de trois façons essentielles (dissolution, gonflement, et réaction chimique), elle peut intervenir plus rarement, comme agent d'érosion et d'entraînement des fines d'un matériau.

La dissolution influe surtout sur certains matériaux gypseux (tufs gypseux), mais dans le cas où le contact entre le matériau et une nappe n'est pas prolongé, le phénomène est très lent et ne présente guère de danger.

Le gonflement est la perte de cohésion consécutive, il se manifeste avec certaines roches telles que les schistes et les marnes argileuses, même s'ils se présentent apparemment comme des matériaux saints et durs, mais fragmentés et mis en présence d'eau, peuvent lentement retourner à leur état original, c'est-à-dire l'état de dépôt, et ils perdent alors toute consistance.

3. Le matériau ne doit pas comporter des fines argileuses, ou en comporter si peu qu'elles ne soient pas dangereuses. Les fines argileuses sont dangereuses parce que, situées entre les gros grains et à coup sûr humidifiées un jour ou l'autre, elles feront chuter le frottement interne jusqu'à l'annuler presque totalement. Dès lors, la couche incriminée se déformera comme un liquide visqueux et sera le siège d'ornières.

4. Le matériau doit présenter un compactage acceptable, c'est-à-dire se mettre en place facilement et ne pas avoir de courbe Proctor trop pointue. Le pourcentage de fines, ou fillers, c'est-à-dire éléments passant à 80 μm , joue un rôle important. Si ce pourcentage est nul ou simplement insuffisant, le matériau est peu compact, difficile à serrer s'il n'est pas concassé. S'il est excessif il y a formation de boue au compactage ; les fines peuvent nécessiter un arrosage important et parfois manifester une tendance à se déformer à volume constant sous les cylindres, c'est-à-dire à former un coussin de caoutchouc. La granulométrie de ces fines et surtout leur nature minéralogique, sont très importantes à maîtriser. On admet en général que le pourcentage des fines doit rester compris entre 5 et 15 %, cette fourchette constituant un maximum.

5. Un facteur du deuxième ordre mais qui n'est pas toujours négligeable, est la forme des grains ainsi que la dureté de la roche. Des matériaux entièrement concassés, très anguleux et de roche très dure, ne se mettent pas toujours facilement en place. La compacité après compactage peut

ne pas être très élevée, à moins que la granulométrie soit parfaitement étudiée (cas des tout venant de basalte à granulométrie reconstituée, par exemple). À cet égard, les graves concassées ou semi-concassées qui comportent une fraction importante de sable rond, sont plus maniables et plus aisément compactables.

2.13. Conclusion

En plus du trafic et de son taux d'accroissement ; la vitesse de circulation et le poids des véhicules exigent de plus en plus, que soit améliorée la construction des chaussées modernes, ainsi le concepteur doit prendre certaines précautions lors du choix des matériaux constituant les différentes couches afin de permettre aux usagers de se déplacer, rapidement, sûrement et sans usure exagérée du matériel et du matériau.

Dans cette étude, nous avons tenté de remplacer les granulats naturels généralement utilisés dans le domaine du génie civil (en particulier dans le domaine routier), par des granulats mélangés avec des débris de verre.

Chapitre III

Essais d'identification et préparation des échantillons

3.1. Introduction

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés (physiques, chimiques, minéralogiques, ...) qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés «essais d'identification» :

La teneur en eau ;

Masse volumique des grains solides ;

Masse volumique humide ;

Masse volumique sèche ;

L'indice des vides, le degré de saturation ;

Analyse granulométrique ;

3.2. Les matériaux utilisés

Dans ce travail, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats routiers naturels et les débris de verre.



Figure 3.1 Mélange du sable routier avec des débris du verre d'emballages.

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).

La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit $W = (M_h - M_s) / M_s$

Tableau 3.1 : Détermination de la teneur en eau	
Matériau	w (%)
Sable	2,733

Interprétation des résultats

Les résultats présentés dans le tableau 4.1, montrent que, la teneur en eau naturelle du sable utilisé dans ce travail est faible.

3.3.2. Les masses volumiques

a) La masse volumique sèche (ρ_d) :

Après avoir calculé la masse moyenne du sable dans le moule Proctor, nous avons obtenus les résultats suivant :

$$m = 1547.2 \text{ g}$$

$$\text{Le volume du moule Proctor } V = \frac{\pi d^2}{4} \times h$$

$$v = 948.07 \text{ cm}^3$$

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

$$\rho_d = \frac{1547.2}{948.07} = 1.63 \text{ g/cm}^3$$

Tableau 3.2 : Classification selon la masse volumique sèche.	
$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	appréciation
< 1.6	Faible
1.6 - 1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

Suivant le tableau ci-dessus, nous avons un sable de masse volumique sèche moyenne.

b) La masse volumique humide ρ_h

On a: $w = 2.73\%$,

$$\rho_h = \frac{\rho_d}{(1+w)} = \frac{1.63}{(1+0.027)}$$

$$\rho_h = 1.67 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

c) La masse volumique des particules solides ρ_s

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

Une masse connue m 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 solides.

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

$$\rho_s = \frac{m_1}{(m_0 + m_1) - m_2}$$

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 $1(\text{g}/\text{cm}^3)$.



Figure 3.2 : matériels d'essai au pycnomètre.

Le résultat de notre essai est le suivant :

m_0 : masse du pycnomètre vide remplie d'eau = 3512 g

m_1 : masse de l'échantillon = 500 g

m_2 : masse du pycnomètre + eau + échantillon = 3822,7 g

$$\rho_s = \frac{m_1}{(m_0 + m_1) - m_2}$$

$$\rho_s = 2,64 (\text{g}/\text{cm}^3)$$

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.

Il est défini comme étant le rapport du volume des vides (V_v) au volume des grains solides (V_s).

$$e = V_v / V_s \text{ (l'indice des vides peut être supérieure à 1)}$$

Sachant que l'indice des vide dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule :

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

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation. $e = 0.62$

b) Le degré de saturation

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

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

$$S_r = 11.49$$

Tableau 3.3 : Classification selon le degré de saturation.	
S_r	Appréciation
100	Saturé
76 – 99	Détrempé
51 – 75	Mouillé
26 – 50	Humide
1 – 25	Légèrement humide
0	sec

c) La Porosité

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elle est le rapport du volume des vides (V_v) au volume total (V). La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension. $n = V_v / V$

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

Ce qui nous donne une porosité de **0.38**

Tableau 3.4 : Récapitulatifs des résultats précédents.							
	w (%)	ρ_s	ρ_d	ρ_h	Sr	e	n
Sable	2,73	2,64	1,63	1,67	11,49	0,62	0.38

Interprétation des résultats

Le sable présenté dans cette étude présente une teneur en eau et un degré de saturation très faible, avec un indice des vides assez élevé.

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

C'est un essai spécifique aux sols grenus. Ces derniers, contiennent souvent une part importante de particules fines pouvant modifier de manière importante leur comportement. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton

L'essai consiste à prélever une fraction de sol (120 g) constituée de particules <5mm, et à l'introduire dans une solution liquide contenant un flocculant (chlorure de calcium cristallisé + glycérine + formaldéhyde) destiné à disperser les particules, dilué à l'eau distillée

On agite fermement l'ensemble, on laisse reposer ensuite l'ensemble (20mn). On constate, au fond de l'éprouvette, un dépôt solide, et au-dessus un flocculant

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

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

$$\text{Dans notre cas : } ES = (7.3/11.4) * 100 = 64\%$$

60 < ES < 70 → sable légèrement argileux de propreté admissible

3.5. Analyse granulométrique (NF P 94-040)

a) Sable

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.



Figure 3.3 Exécution de l'analyse granulométrique par tamisage.

Tableau 3.5 Résultat de l'analyse granulométrique.

Dimension des tamis [mm]	Refus [g]	Refus [%]	Refus cumulés [%]	Tamisât [%]
5	3,2	0,16	0,16	99,84
4	50,3	2,54	2,7	97,3
3,15	159,5	8,05	10,75	89,25
2	449,2	22,69	33,44	66,56
1,6	189,8	9,59	43,03	56,97
1,25	288,9	14,59	57,62	42,38
1	247,9	12,52	70,14	29,86
0,8	3,1	0,16	70,3	29,7
0,6	95,8	4,84	75,14	24,86
0,5	107,1	5,41	80,55	19,45
0,315	140,4	7,09	87,64	12,36
0,16	124,6	6,29	93,93	6,07
0,08	31,2	1,58	95,51	4,49
Fond	88,2	4,45	99,96	0,04

Les résultats de l'analyse granulométrique sont traduits sous forme de courbe appelée courbe granulométrique.



Figure 3.3 : Courbe granulométrique du sable routier utilisé ;

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

Le coefficient de courbure, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})}$

traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe.

Avec :

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

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

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des tamisats cumulés.

Dans notre cas :

$C_u = 1.8 / 0.2 = 8.57 > 5 \rightarrow$ granulométrie étalée.

$C_c = (0.8)^2 / (1.8 * 0.2) = 1.693 \rightarrow 1 < C_c < 3$: bien gradué

Module de finesse

Le module de finesse est défini comme étant la somme des refus cumulés (Exprimés en pourcentage) des dimensions des tamis suivant : 5, 2.5, 1.25, 0.63, 0.315, 0.160, 0.08. Ce paramètre est en particulier utilisé dans les calculs de composition des bétons.

Le module de finesse sert à évaluer la grosseur du sable

- Un module de finesse élevé correspond à un sable grossier ($2,8 < M_f < 3,2$).
- Un module de finesse moyen correspond à un sable préférentielle ($2,2 < M_f < 2,8$).
- Un module de finesse faible correspond à un sable fin ($1,8 < M_f < 2,2$).

La valeur du module de finesse dépend surtout de la teneur en grains fins du sable.

$M_f = 2.5$, c'est un sable préférentiel.

b) Le verre

Figure 3.4 Bouteilles de verre d'emballages sur les bords des routes.

On a 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 (alcool et colle) après séchage, le matériau sec a été broyé jusqu'à l'obtention des granulométries désirée. (Tableau.4.6)

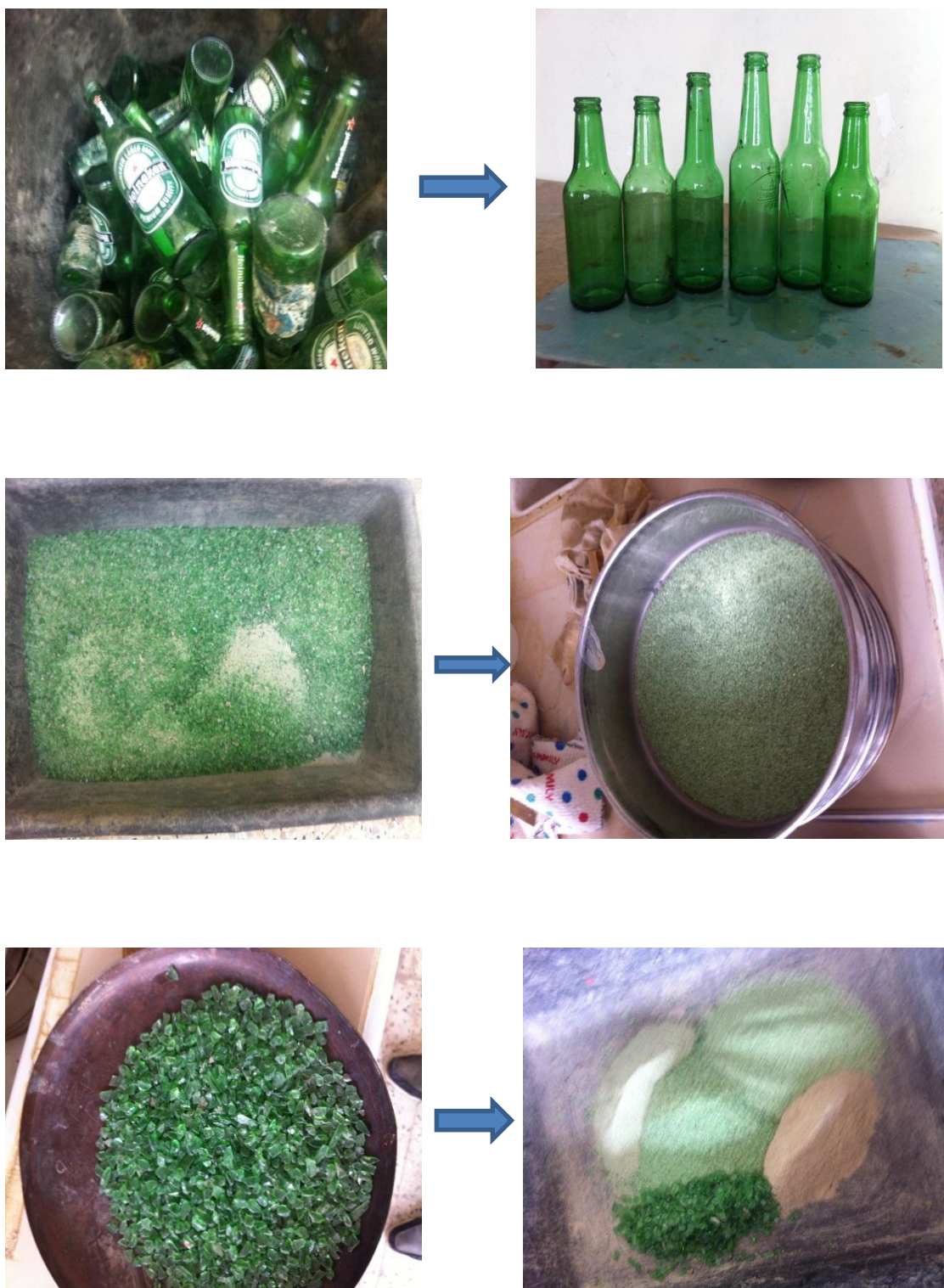


Figure 3.5 Préparation et tamisage du verre.

Dimension des tamis [mm]	Refus [g]	Refus [%]	Refus cumulés [%]	Tamisât [%]
5	21,0	2,11	2,11	97,89
4	144,0	14,44	16,55	83,45
3,15	132,7	13,31	29,86	70,14
2	195,7	19,63	49,49	50,51
1,6	86,9	8,7	58,19	41,81
1,25	95,1	9,54	67,73	32,27
1	79,6	7,98	75,71	24,29
0,8	10,5	1,05	76,76	23,24
0,5	77,2	7,74	84,5	15,5
0,2	82,3	8,25	92,75	7,25
Fond	72,0	7,22	99,97	0,03

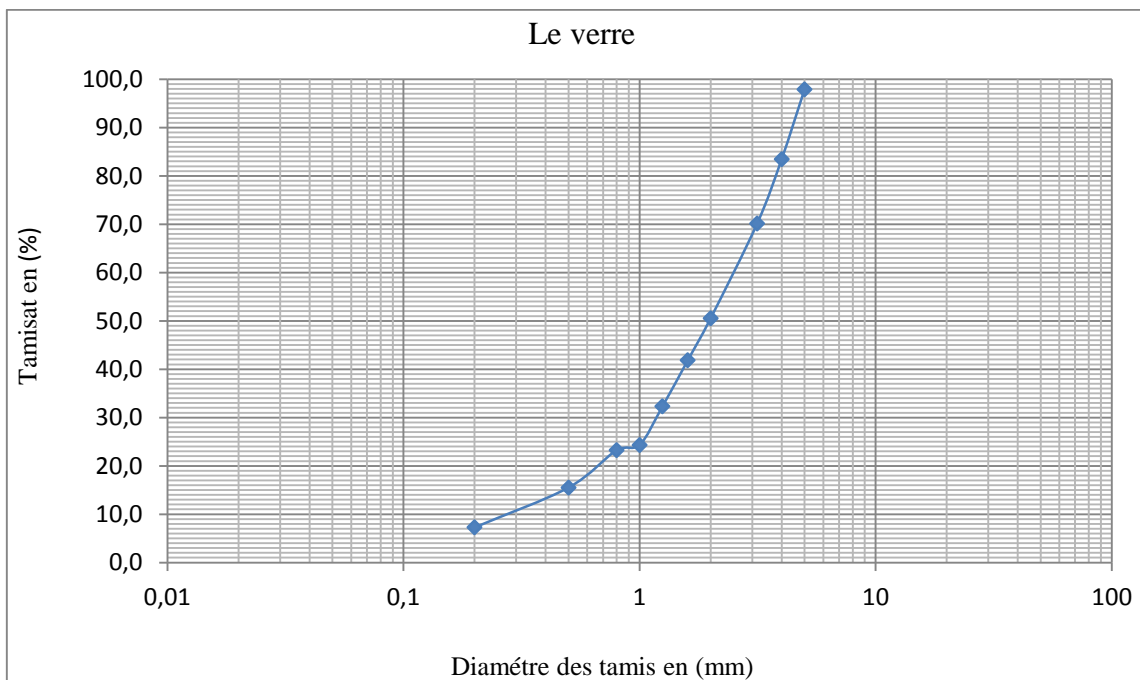


Figure 3.5 Courbe granulométrique du verre.

Les grains de verre utilisés ont un diamètre maximal ne dépassant pas les 5mm. C'est des dimensions obtenues au concassage manuel des bouteilles de verre.

Quelques propriétés du verre

Les principales propriétés du verre concassé relevées dans la littérature sont résumées ci-dessous :

Densité = 2,49 à 2,52 g/cm³

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

Masse volumique sèche obtenue du 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.

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

3.6 Préparation des échantillons

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

Echantillon 1

Sable seul.

Echantillon 2

Sable routier + 5% du verre.

Echantillon 2

Sable routier + 10% du verre.

Echantillon 4

Sable routier + 15 % du verre

Echantillon 5

Sable routier + 20% du verre.

Echantillon 6

Sable routier + 25% du verre.

3.7 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques des matériaux étudiés, ainsi que les échantillons préparés.

Dans ce qui suit, nous allons entamer la première série d'essais mécaniques. Elle comporte les essais de compactage Proctor et les essais de portance CBR.

Chapitre IV

Compactage et portance des matériaux étudiés

4.1. Introduction

Lors de l'élaboration d'un projet de génie civil, l'ingénieur rencontre souvent des problèmes de stabilité ou de déformations, pour les résoudre, il fait recours aux différentes méthodes d'amélioration des sols. Pour ce faire, de nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

L'une des méthodes la plus simple et la plus efficace et évidemment la plus utilisée est « le compactage ». Il est défini comme étant un procédé permettant d'augmenter la densité et la capacité portante d'un matériau grâce à l'application de forces extérieures statiques ou dynamiques.

Le compactage figure parmi les plus anciennes méthodes d'amélioration et de stabilisation des sols. Cependant, il a fait l'objet de plusieurs recherches et fut traité par plusieurs auteurs (Holtz et Kovacs, 1991), (Dupain, Lanchon et Arroman, 2000), (Leonards, 1968) et (Robitaille et Tremblay, 1997)...etc. Certains auteurs (Arquie et Morel, 1988), (Arquie, 1972) et (Correa et Quibel, 2000), ont rédigé des ouvrages tout entier pour mieux détailler ce procédé, vu son importance et son utilisation fréquente et indispensable notamment dans les travaux de routes, de barrages,...etc.

La partie théorique de ce chapitre, consiste à présenter quelques notions principales sur le compactage, permettant d'avoir une idée générale sur ce procédé. Nous avons jugé utile de définir cette méthode et de présenter : ses objectifs et ses conséquences, les paramètres influençant le compactage, le rôle de l'eau et de l'air dans le sol, les effets du compactage sur certaines propriétés du sol, le compactage en laboratoire...etc.

Compactage des matériaux étudiés

4.2. Définition

Le compactage des sols est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à augmenter le poids volumique sec (γ_d) du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent (V_t)

L'opération de compactage conduit à une diminution des vides d'air sans expulsion d'eau, contrairement à la consolidation

En général, après le compactage, le sol acquiert :

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

Dans les domaines de la construction, la capacité de charge et la stabilité d'un empierrement, d'un sol ou d'un revêtement bitumineux, leur imperméabilité et leur aptitude à supporter les charges dépendent de la qualité du compactage auquel le matériau est soumis.

A titre d'exemple, une augmentation de 1% de la densité équivaut normalement à une augmentation d'au moins 10 à 15% de la capacité de charge.

Si un compactage est mal exécuté ou impropre, des affaissements ou autres défauts sont à craindre, avec des conséquences des travaux de rénovation et/ou d'entretien très importants.

Les caractéristiques et l'aptitude d'un sol au compactage dépendent en grande partie :

- des paramètres de nature.
- des paramètres d'état

Les résultats du compactage influencent considérablement les

- paramètres de comportement mécanique
- paramètres de comportement hydraulique

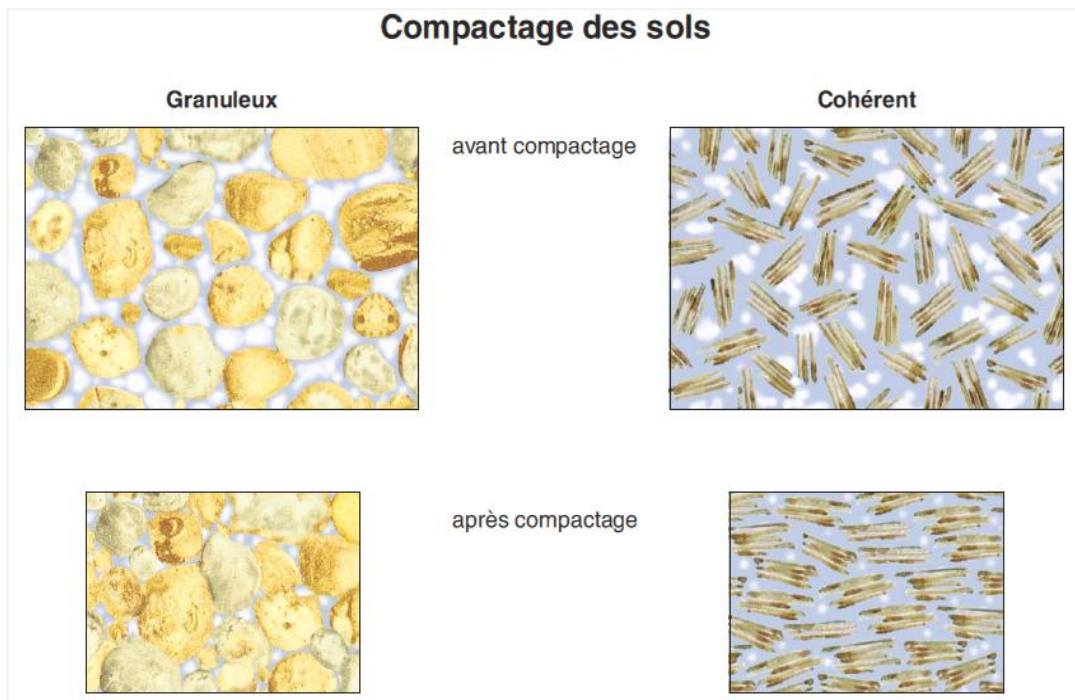


Figure 4.1. Compactage du sol.

4.3. Objectifs et conséquences du compactage

Le compactage influe principalement sur la densité des matériaux. Ce procédé peut donc concerner (un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre, ...), qui se composent généralement de trois phases, (Arquie et Morel 1988).

- **Une phase solide dispersée** : composée de grains séparés les uns des autres, laissant entre eux des interstices occupés par d'autres phases (liquide ou gaz), c'est une phase peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas de réduire le volume de cette phase.
- **Une phase liquide, continue ou dispersée** : occupe tous ou une partie des interstices, cette phase est aussi peu compressible, l'objectif du compactage n'est donc pas non plus de réduire son volume, mais généralement il y a expulsion d'une partie du liquide hors du matériau à compacter.
- **Une phase gazeuse, souvent continue** : occupe l'autre partie du volume des interstices, cette phase par contre, est éminemment compressible et elle peut être facilement chassée que la précédente

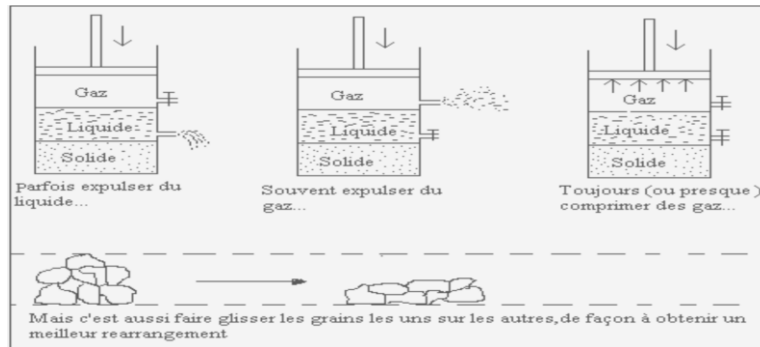


Figure 4.2. Image schématique du compactage.

Les objectifs atteints lors du compactage sont essentiellement les suivants :

- Limiter sinon supprimer les vides (rapprochement des grains en modifiant leur arrangement)
- Augmenter l'imperméabilité du sol compacté
- Améliorer les caractéristiques du sol.

Le compactage est influencé par certains paramètres, Proctor (1933) démontre que le compactage est fonction de la masse volumique du sol, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage utilisée et enfin du type de sol (granularité, présence des minéraux argileux)

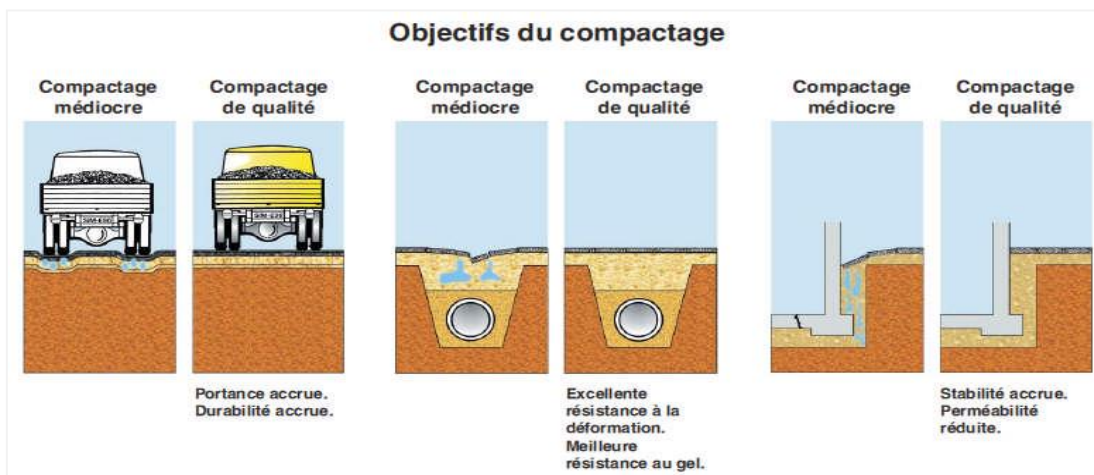


Figure 4.3. Objectifs du compactage.

4.4. Paramètres influençant le compactage

C'est à l'ingénieur Proctor que l'on doit les premières études du compactage, il a en particulier examiné, dès 1933, l'influence de la teneur en eau et celle de l'énergie de compactage

4.4.1. Teneur en eau

Si l'on fait varier la teneur en eau (w) de l'échantillon de sol et que l'on représente graphiquement la variation de (γ_d/γ_w) en fonction de (w), on obtient une courbe en cloche (courbe de compactage) qui représente un point haut que l'on appelle « l'optimum Proctor » (OP).

-si le sol trop sec : difficulté de compactage \longrightarrow on doit arroser le sol

-si le sol à une bonne teneur en eau \longrightarrow facilité de compactage

-si le sol trop humide : difficulté de compactage \longrightarrow le mélanger avec un sol sec ou l'assécher par aération ou par scarification.

Quand on compacte un sol à une énergie constante, la masse volumique du sol sec (γ_d) augmente avec la teneur en eau (w) jusqu'à une valeur maximale. Au-delà de cette valeur, l'accroissement de la teneur en eau réduit la masse volumique du sol sec.

Le compactage d'un sol avec une énergie constante, augmente la masse volumique du sol sec (ρ_d) avec la teneur en eau (w) jusqu'à une valeur maximale (w_{opt}).

Au-delà de cette valeur, l'accroissement de (w) réduit la masse volumique (ρ_d), comme le montre la figure ci-dessous

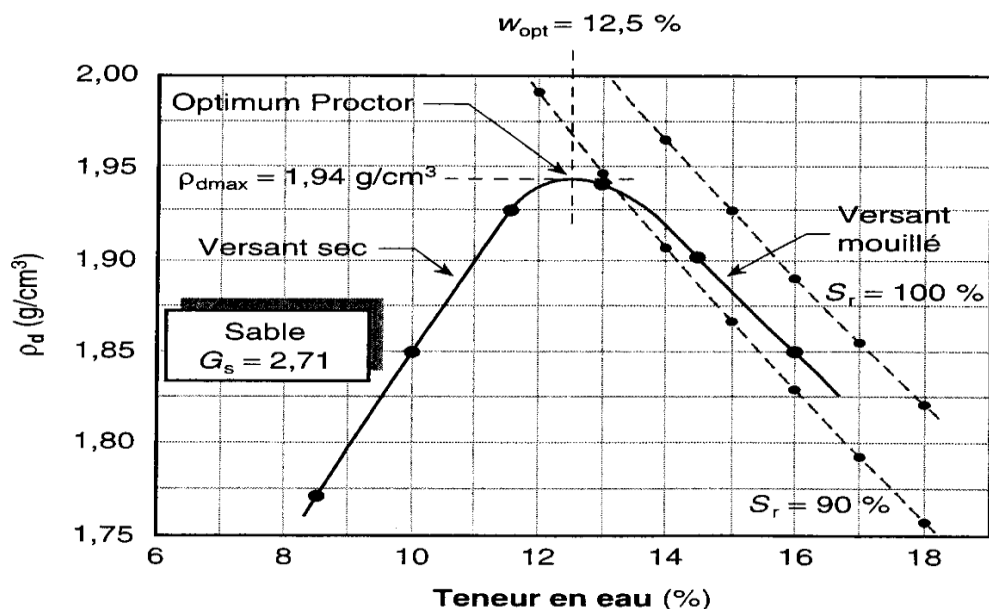


Figure 4.4. Courbe de compactage d'un sable de densité des constituants solides $d_s=2.71$

Particularité de cette courbe

La valeur maximale de (ρ_d) qui est ($\rho_d \text{ max}$) se situe au sommet de la courbe en un point appelé l'optimum Proctor. C'est la masse volumique sèche maximale correspondant à une teneur en eau optimale (w_{opt}) pour une énergie de compactage donnée.

Si la teneur en eau de compactage est supérieure ou inférieure à la teneur en eau optimale, on n'obtiendra pas la masse volumique sèche maximale, sauf si on augmentera l'énergie de compactage, et le compactage sera donc moins efficace du point de vue économique.

- Les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale forment le versant sec de la courbe de compactage, le volume des vides dans ce cas est occupé par de l'eau et de l'air, où l'eau agit comme un lubrifiant, elle mouille les particules qui glissent alors les unes sur les autres et adoptent une structure plus serrée. Donc plus la teneur en eau est faible, plus l'action de lubrification diminue d'où la structure sera moins serrée et la masse volumique sèche diminue.

- Les teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale forment le versant mouillé de la courbe où l'eau occupe une grande partie des vides. Etant incompressible, l'eau absorbe une portion importante d'énergie, ce qui empêche les particules d'adopter une structure plus dense. Donc plus la teneur en eau augmente, plus l'eau absorbe de l'énergie et plus la masse volumique du sol sec décroît.

Lorsque les courbes sont aplaties, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre sont peu sensibles à l'eau, ils constituent les meilleurs remblais, par contre, lorsque les courbes présentent une convexité marquante, cela signifie que le compactage est très influencé par la teneur en eau, ces sols sont donc très sensibles à l'eau.

Les deux courbes discontinues sur la figure (2.IV) représentent les courbes de saturation.

$s_r = 90 \%$ et $s_r = 100 \%$. Une courbe de saturation représente, les masses volumiques du sol sec en fonction de la teneur en eau pour un degré de saturation (s_r), et une densité relative (G_s) donnés.

Comme il est impossible de saturer complètement un sol par compactage, le versant mouillé de la courbe de compactage ne touchera jamais la courbe de saturation $s_r = 100\%$, tout au plus s'en approchera-t-il en tendant à y être parallèle.

La courbe de saturation $s_r = 100 \%$ constitue une condition limite, et un point situé à droite de cette courbe indiquerait un degré de saturation supérieur à 100% , ce phénomène est absolument

inconcevable puisque le volume que l'eau occupe dans le sol ne peut être plus grand que le volume des vides.

Pour tracer une courbe de saturation, on a besoin de calculer la masse volumique du sol sec correspondant à diverses teneurs en eau à un degré de saturation donné, cela est possible à l'aide des relations suivantes

$$e = \frac{G_s \cdot W}{s_r} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{\rho_s}{(1+e)} \Rightarrow \rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{G_s \cdot W}{s_r}}$$

$$\text{Or : } \rho_s = G_s \cdot \rho_w \quad \text{d'où : } \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{\left(1 + \frac{G_s W}{s_r}\right)}$$

Avec :

ρ_d : Masse volumique du sol sec [g /cm³] ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau [g /cm³];

G_s : Densité relative du sol ;

s_r : Degré de saturation [%].

Dans la pratique, les courbes de saturation tendent vers une ligne droite, d'où il suffit de calculer deux points pour les tracer.

4.4.2. 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. A 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 une 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.

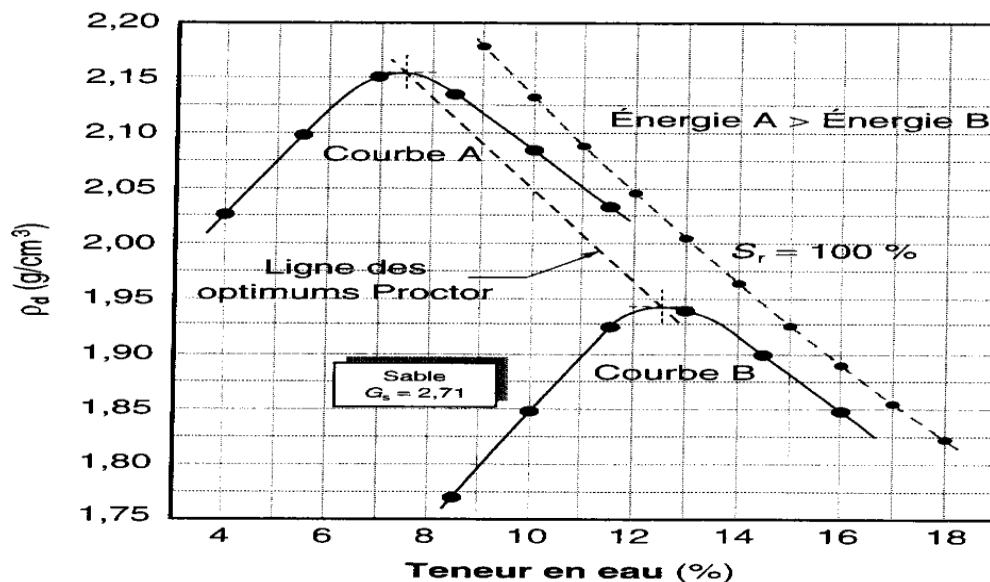


Figure 4.5. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

4.4.3. Nature du sol (granulométrie) :

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.

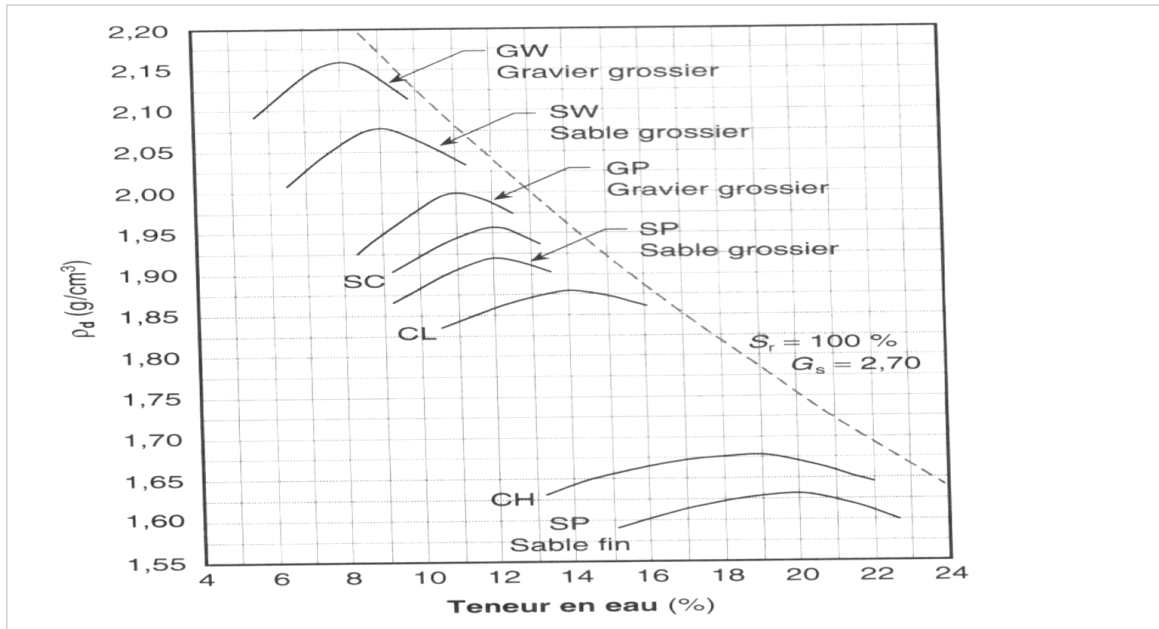


Figure 5.6. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

4.4.4. 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.

4.5. Effets de l'eau et de l'air lors du compactage d'un sol imperméable

D'après (Arquie et Morel, 1988), le degré de saturation (s_r) joue un rôle très important dans le cas des sols imperméables à la fois à l'eau et à l'air.

- Si le pourcentage d'air dans les pores est supérieur à une certaine valeur a_0 (qui vaut quelques pourcents), et donc le (s_r) est inférieur à une certaine valeur S_{r0} (exemple 0,9), les contraintes introduites par le compacteur seront presque uniquement inter granulaires et dans ce cas, le sol se compactera.

- Si au contraire, le pourcentage des vides occupés par de l'air tombe au-dessous de la valeur a_0 , les contraintes exercées par le compacteur créent dans ce cas de fortes pressions interstitielles, celles-ci engendrent : instabilité mécanique et coussin de caoutchouc.

Lors du compactage d'un sol fin argileux ou limoneux à une teneur en eau trop élevée, le compactage commence normalement, puis à partir d'un certain nombre de passes peu élevées, le sol s'affaisse fortement sous l'engin de compactage, reflue autour de celui-ci en créant une sorte de vagues et se regonfle derrière l'engin. Le sol se comporte comme un matelas pneumatique, qui ne cède sous le poids du corps que pour se gonfler tout autour de celui-ci, le phénomène continu indéfiniment souvent en s'amplifiant. La solution sera donc de purger le sol, c'est-à-dire, éliminer les zones touchées et remplacer les matériaux éliminés par d'autres plus saints, ou arrêter le compactage, aérer le sol et laisser sécher lorsque les circonstances atmosphériques sont favorables, ensuite reprendre le compactage lorsque la teneur en eau est devenue acceptable. C'est le phénomène d'un sol incompactable qui a reçu le nom du coussin de caoutchouc.

Pour les sols perméables à l'eau ou à l'air, le compactage ne peut pas créer de pressions interstitielles, les contraintes totales engendrées par le compacteur se traduisent intégralement en contraintes inter granulaires, qui resserrent les grains les uns contre les autres, et diminuent le volume des vides. D'autre part, il n'y a aucune différence de pression interstitielle entre les zones situées sous le compacteur et les zones voisines, et le phénomène du coussin de caoutchouc ne peut pas se produire, et donc ce type de sol est toujours compactable.

En même temps le compactage a des effets sur les propriétés physiques suivantes :

- La masse volumique du matériau sec ;
- La structure du sol ;
- La résistance au cisaillement et les déformations.
- La compressibilité ;
- La perméabilité du sol.

4.6. Effet de compactage sur certaines propriétés des sols

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité portante d'une part, mais d'autre part, modifie certaines de leurs propriétés

4.6.1. Effet sur la structure

Le compactage réduit l'indice des vides densifie (resserre) la structure des sols pulvérulents, par contre dans les sols cohérents, il réorganise les particules d'argile qui tendent à devenir parallèles et à adopter une structure dispersée. L'augmentation de l'énergie de compactage et la teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale, rendent la structure de plus en plus dispersée

4.6.2. Effet sur la perméabilité

Le compactage fait diminuer la proportion des vides dans le sol, d'où une diminution de la perméabilité, ce qui limite la quantité d'eau qui peut circuler. La diminution de la perméabilité constitue un inconvénient dans le cas des sols pulvérulents, utilisés comme matériaux de fondations, dont on a besoin d'éliminer l'eau rapidement

Il est évident que le volume des interstices joue un rôle important, dans la perméabilité, car plus la structure d'un matériau est lâche, plus les vides entre les grains augmentent, et vis versa, donc la perméabilité est directement proportionnel au compactage, mais l'objectif de diminution de ce facteur (perméabilité), varie suivant la nature de l'ouvrage.

Pour les assises de chaussées, il faut noter encore que les exigences d'imperméabilité ne sont pas du tout les mêmes, suivant qu'il s'agit d'une couche de surface qui doit impérativement être étanche, ou d'une couche de fondation qui dans certains cas, pourrait même avoir intérêt à être quelque peu perméable.

4.6.3. Effet sur le gonflement et le retrait

Le compactage réduit l'indice des vides des sols, d'où leur perméabilité, ce qui fait diminuer à la fois la quantité d'eau qu'ils peuvent contenir et celle qu'ils sont susceptible de recevoir, cependant, limite les variations de volume causées entre autres par le gonflement et le retrait. Une argile compactée à une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale sera d'avantage sujette au retrait, tandis que celle qui est compactée à une teneur en eau inférieure sera plus sujette au gonflement.

4.6.4. Effet sur la compressibilité

Plus le volume des vides dans un sol est important, plus sa compressibilité est grande et plus les tassements peuvent y être importants. Ainsi la réduction des vides d'un sol par compactage le rend moins compressible, d'où les risques de tassements s'atténuent.

La réduction ou l'élimination des risques de tassements

Le tassement n'est que la traduction d'une diminution de volume des matériaux, qui est le résultat d'un compactage spontané et lent.

Suppression des tassements

L'objectif de l'ingénieur, c'est de substituer à ce compactage lent qui conduit dans le temps à des désordres, et d'effectuer une opération volontaire avant la construction de l'ouvrage qui mettra le matériau dans un état suffisamment serré, pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable.

Suppression des tassements différentiels

l'idéale pour l'ingénieur sera de chercher à éliminer tous tassements, mais surtout à éviter que ce tassement s'accompagne de déformations (tassements différentiels). En effet, un tassement est rarement constant d'un bout à l'autre du profil en long et du profil en travers d'un ouvrage, car le remblai n'est généralement pas de hauteurs égales. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables. Or il est évident que si l'on diminue fortement les tassements absolus par compactage, on réduira beaucoup plus les tassements différentiels qui ne sont en général que de l'ordre du 10^{ème} des premiers

4.6.5. Effet sur les caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains d'un matériau a un autre effet très important qui est la forte amélioration des caractéristiques mécaniques :

Augmentation de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne (ϕ)

Sachant que la courbe intrinsèque des sols est caractérisée par les deux paramètres (c) et (ϕ), ces deux caractéristiques dépendent fortement de la manière dont sont pratiqués les essais, suivant ou non que le sol est consolidé avant l'essai et suivant qu'il est ou non drainé pendant celui-ci. Or le resserrement des grains de matière, augmente le nombre de points de contacts entre eux et par conséquent leur frottement, d'où l'angle (ϕ) est accru. Il augmente aussi l'efficacité des ménisques d'eau (s'ils n'entraînent pas un degré de saturation plus élevé) d'une part, et les phénomènes de surfaces paraissent davantage d'autre part. Car la cohésion peut être fournie par les ménisques d'eau qui par tension superficielle viennent plaquer l'un contre l'autre deux grains voisins, mais également par les phénomènes électrostatiques régnants dans l'eau plaquée à la surface des grains, ou encore par le phénomène d'inter clavage.

Augmentation du module de déformation (d)

Lorsque le volume des interstices est important, le sol sera plus déformable et par conséquent, le module de déformation plus faible, car il suffit d'appliquer une petite force pour produire une déformation. Or le compactage réduit les interstices, ce qui rend le sol moins déformable et supporte des forces de plus en plus importantes, d'où on aura une augmentation marquante du module de déformation, ce qui se traduit aussi par une augmentation de la portance

La diminution de l'attrition

Lors de la mise en place d'une assise routière constituée de grains, ceux-ci se cassent par frottement les uns contre les autres ou par chocs, donc perdent une partie de leur substance transformée en grains de dimensions plus petites (fines), cette modification de la granularité est l'attrition, elle est généralement augmentée par la présence d'eau.

Lorsqu'un matériau routier est bien serré, les interstices n'y ont qu'un volume restreint ; d'où les mouvements relatifs entre les grains seront réduits, ou complètement supprimés. Mais il faut éviter que l'attrition se produise par le compactage lui-même, car elle peut aussi être le résultat de deux grains, qui s'appuient l'un sur l'autre, et se compriment mutuellement par une petite surface de contact, écrasant le grain voisin, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

4.7. Les essais de compactage en laboratoire

Le principe des essais de compactage a en fait déjà été évoqué plus haut dans ce chapitre ; un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonctions de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différents teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (W, γ_d) , donc un point de la courbe de compactage (courbe A.A.S.C.H.O : American Association of State Highway Officials). Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également. On peut utiliser :

Le moule Proctor

10,2 cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14 cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie $< 5\text{mm}$, on y compacte environ 3 kg de sol.

Le moule C.B.R. (California Bearing Ration)

15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. Convient pour des sols contenant des éléments $> 5\text{mm}$. Si le sol contient des éléments $> 20\text{mm}$, ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. L'échantillon est ici de 6 kg.

Dans chacun de ces deux moules, on peut réaliser l'essai de compactage selon deux modalités :

4.7.1. L'essai Proctor Normal (PN)

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

4.7.2. L'essai Proctor Modifié (PM)

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

4.8. Le contrôle du compactage sur le chantier

L'étude en laboratoire permet de déterminer la teneur en eau optimale à laquelle il faut compacter le sol pour l'amener à sa densité sèche maximale

Il faut donc pouvoir contrôler si sur chantier, on arrive à obtenir les valeurs recherchées. La teneur en eau est contrôlée en prélevant plusieurs échantillons à différents endroits et en passant à l'étude

La difficulté réside dans la détermination du volume de l'échantillon prélevé

Il faut contrôler la teneur en eau des remblais qui arrivent sur chantier

-si $w = w_{\text{opt}}$ \longrightarrow compacter le sol normalement.

-si $w < w_{\text{opt}}$ \longrightarrow il faut humidifier, pour cela : verser l'eau nécessaire au-dessus du matériau.

-si $w > w_{\text{opt}}$ \longrightarrow il faut sécher le matériau jusqu'à ce que passe par w_{opt} .

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées :

- L'essai au nucléo densimètre
- L'essai au cône de sable
- L'essai à la membrane élastique
- L'essai à la membrane flexible

L'essai nucléo densimètre est le plus utilisé, car il s'effectue rapidement et ne nécessite pas l'arrêt des travaux sur le chantier

Dans cette étude, on a fait l'essai Proctor normal suivant la norme (NF P 94 – 093)

4.9. L'essai Proctor Normal (PN)

4.9.1. But de l'essai

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale, (Boudlal; 2007).

4.9.1. Principe de l'essai

L'essai Proctor consiste à prélever des échantillons de sol qu'on fait passer à l'étuve pendant 24h, à une température 105°C par suite on prépare généralement six quantités de sol de masses équivalentes de ces échantillons auxquelles on ajoutera un certain pourcentage d'eau qui varie progressivement d'un même intervalle pour chaque couche à compacter.

Puis procéder au compactage par couche successive dans un moule Proctor avec une méthodologie précise. L'aboutissement de cet essai permet d'obtenir une teneur en eau optimale (Wopt) qui correspond à une densité maximale (ρ_d).

4.9.3. Matériel utilisé



Moule Proctor, Dame Proctor, Règle à raser, Balance, Etuve, Eau et éprouvette graduée.

4.10. 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 sec en tenant compte du volume réel du moule
- utilisé, avec les coordonnées suivantes : $\rho_d = m_h / (1 + w) V$



Figure 4.6. Etape de démoulage du moule Proctor.

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

Sable seul

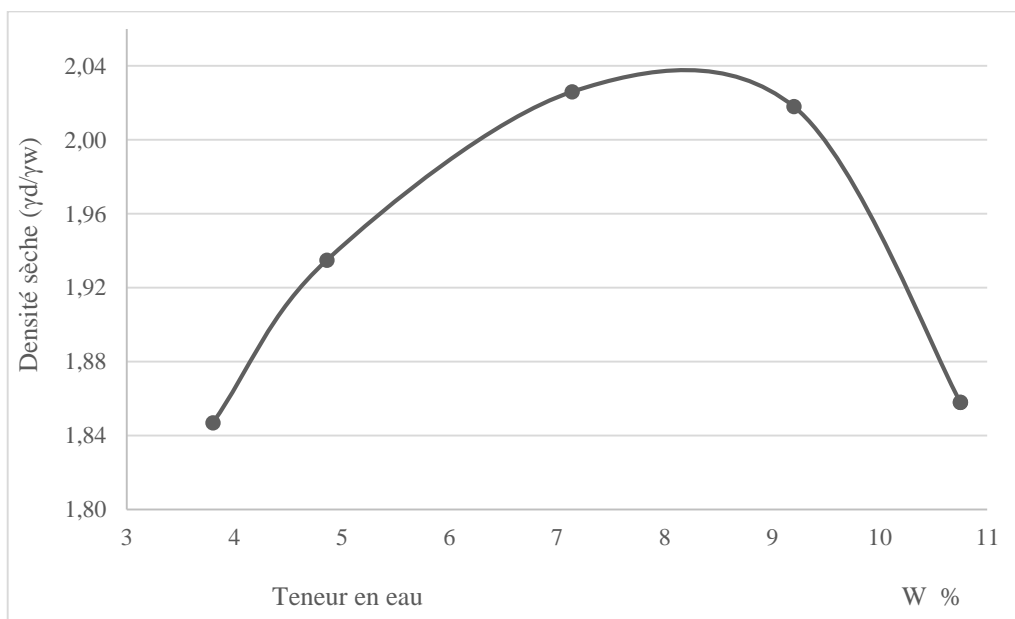


Figure 4.7. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable).

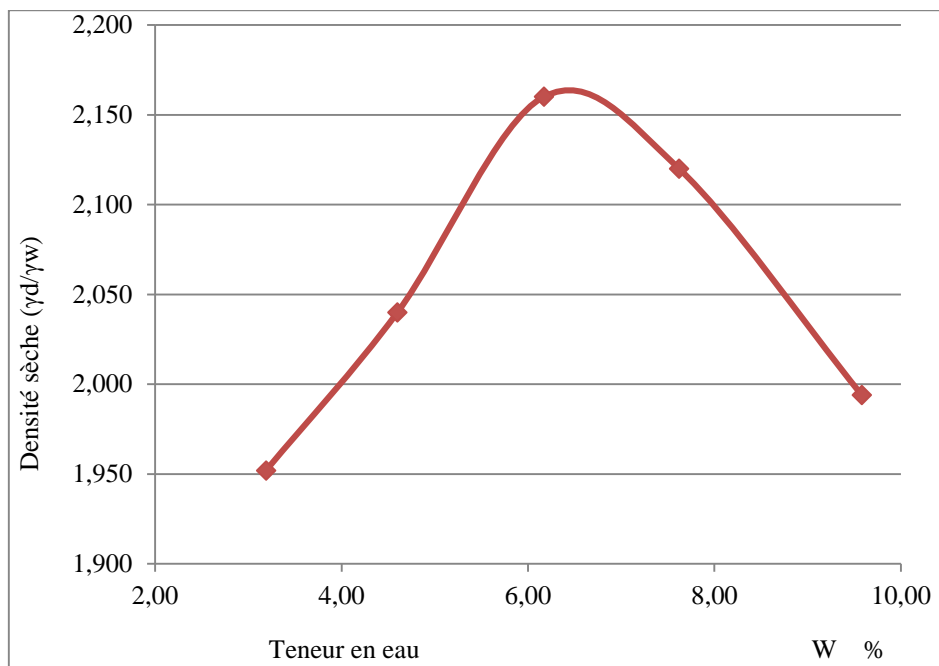
Sable + 5% du verre

Figure 4.8. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+5% du verre)

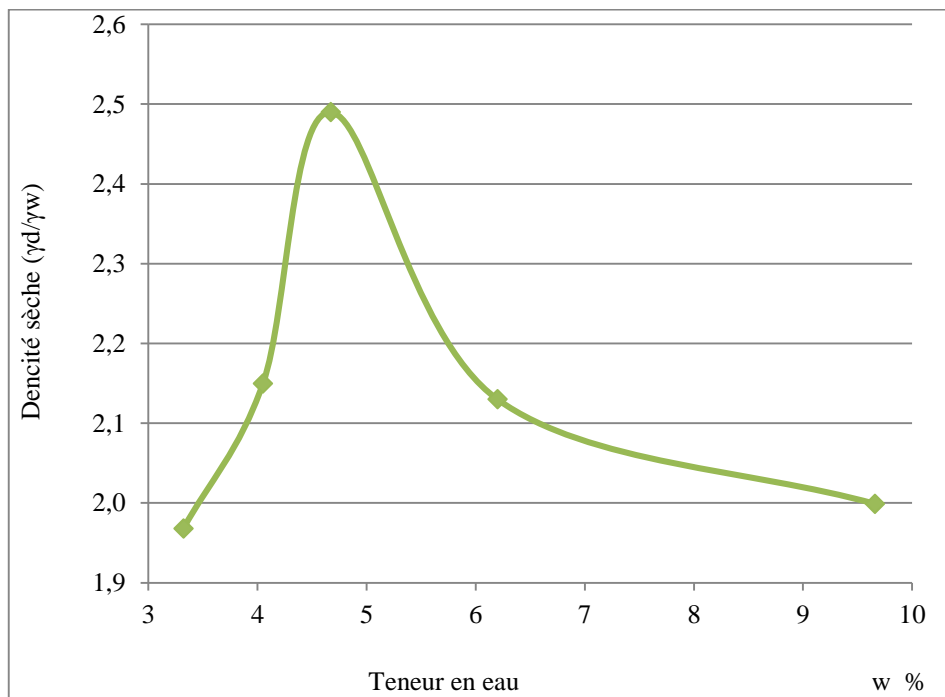
Sable+10% du verre

Figure 4.9. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+10% du verre).

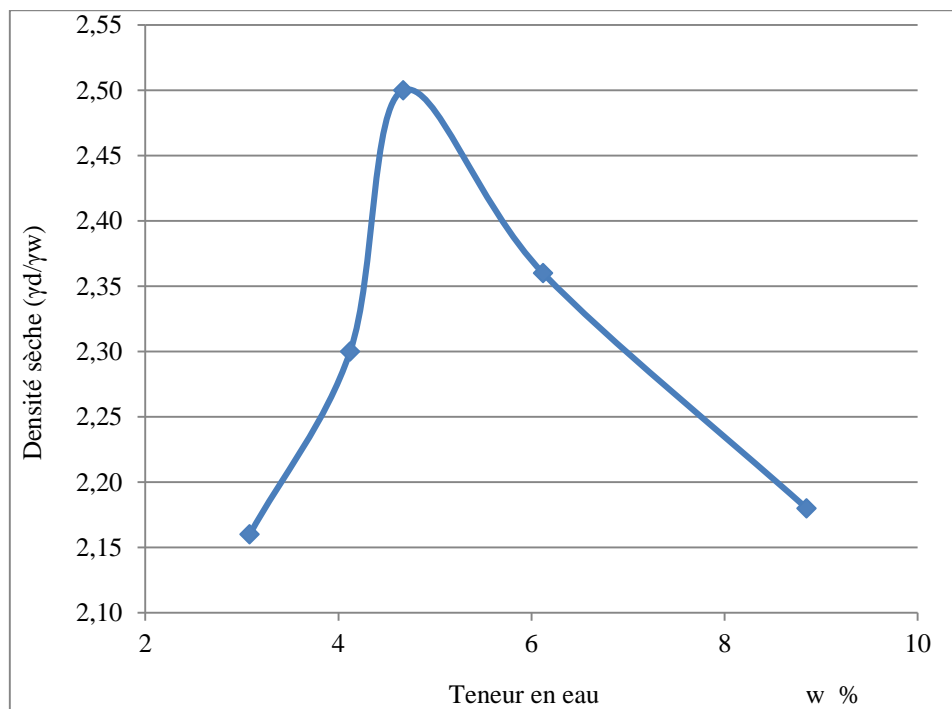
Sable + 15% du verre

Figure 4 .10. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+15% du verre).

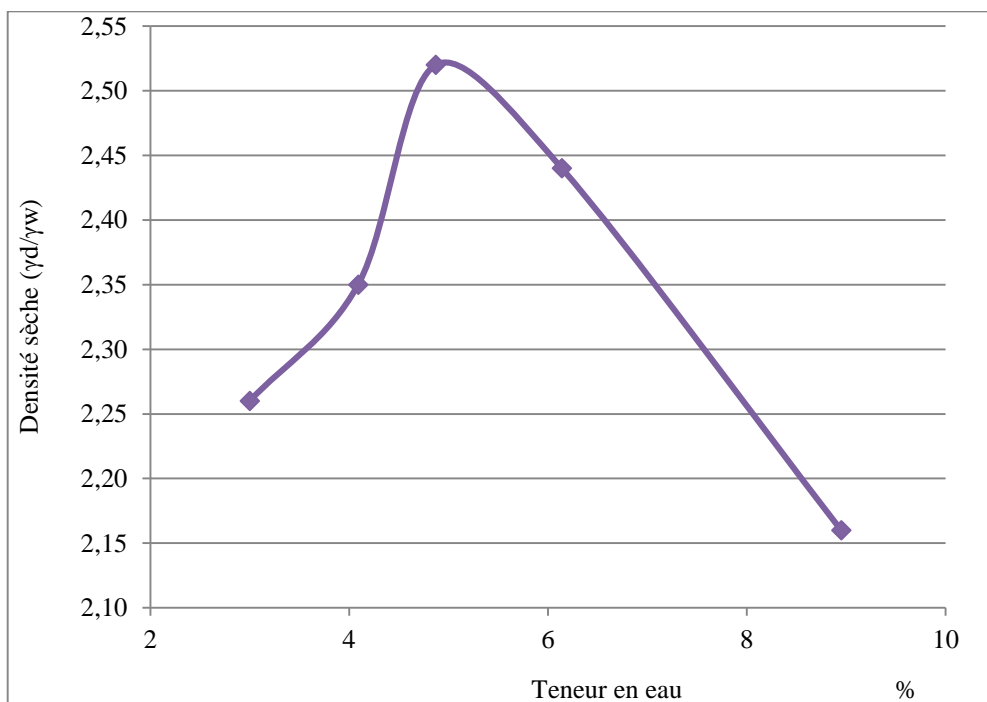
Sable+20% du verre

Figure 4 .11. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+20% du verre).

Sable+25% du verre

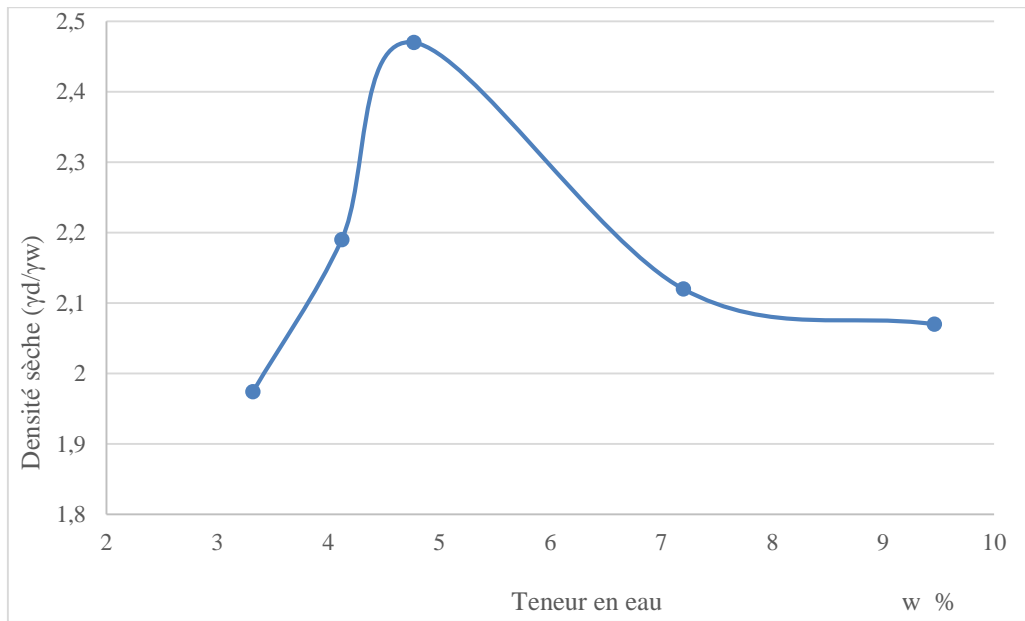


Figure 4 .12. Courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau du (sable+25% du verre).

Courbe comparative de tous les échantillons

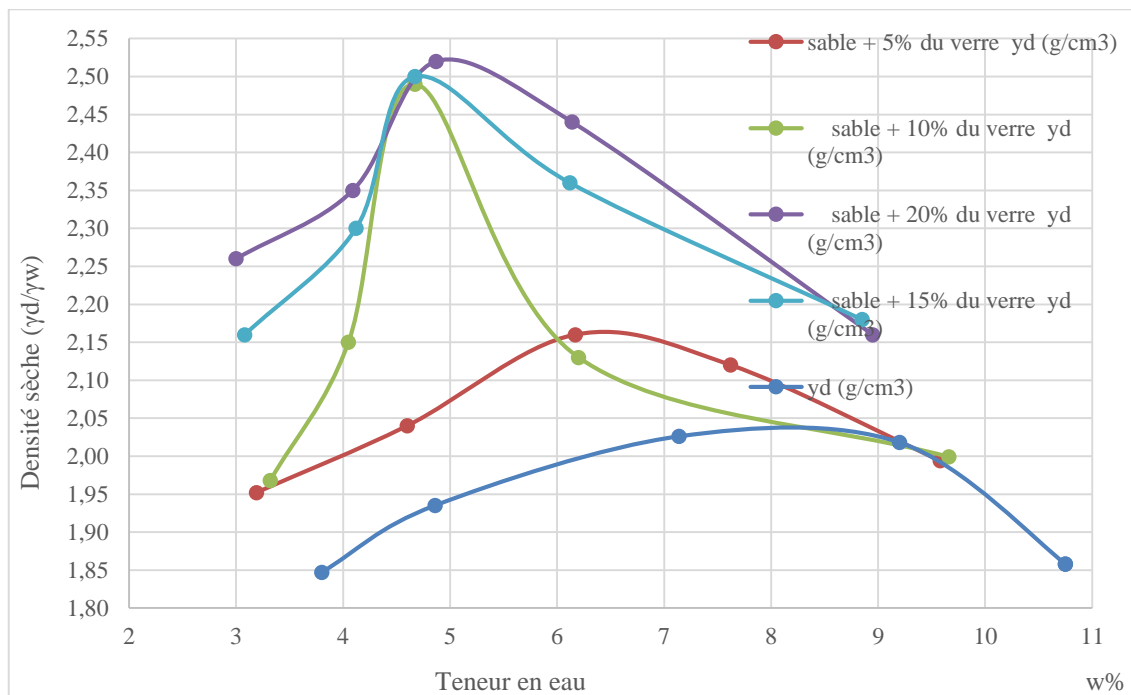


Figure 4.13. Courbe comparative des densités sèches en fonction de la teneur en eau de tous les échantillons.

4.10.1. Densité sèche

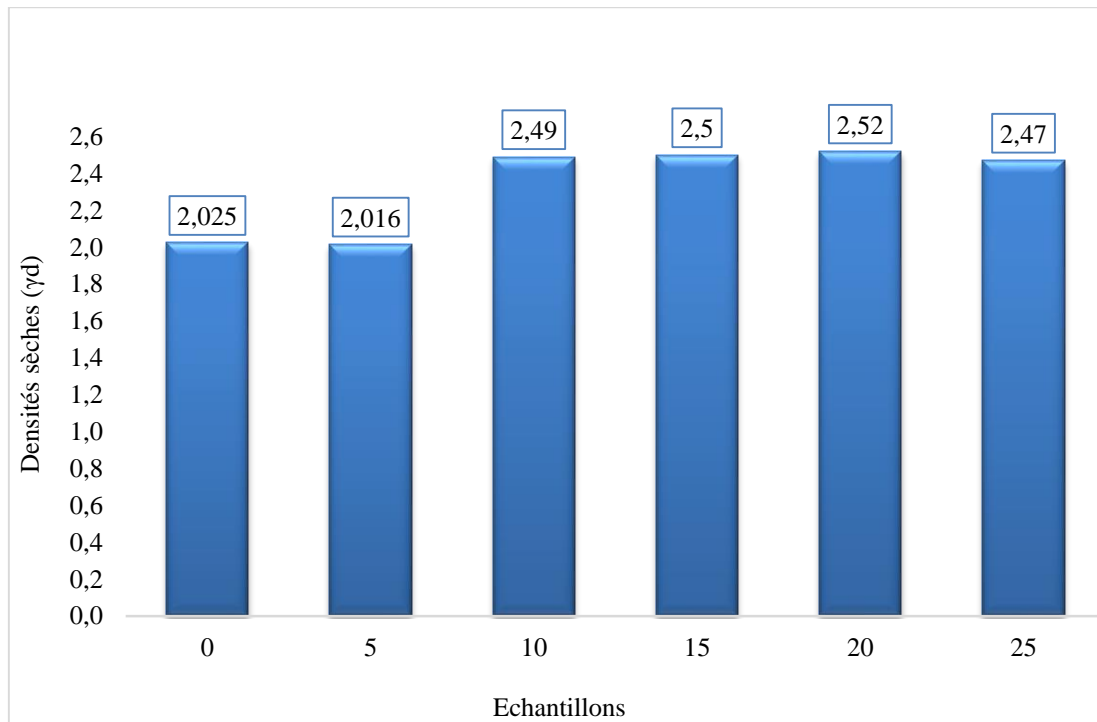


Figure 4.14. Evolution des densités sèches en fonction du pourcentage du verre.

4.10.2. Teneur en eau

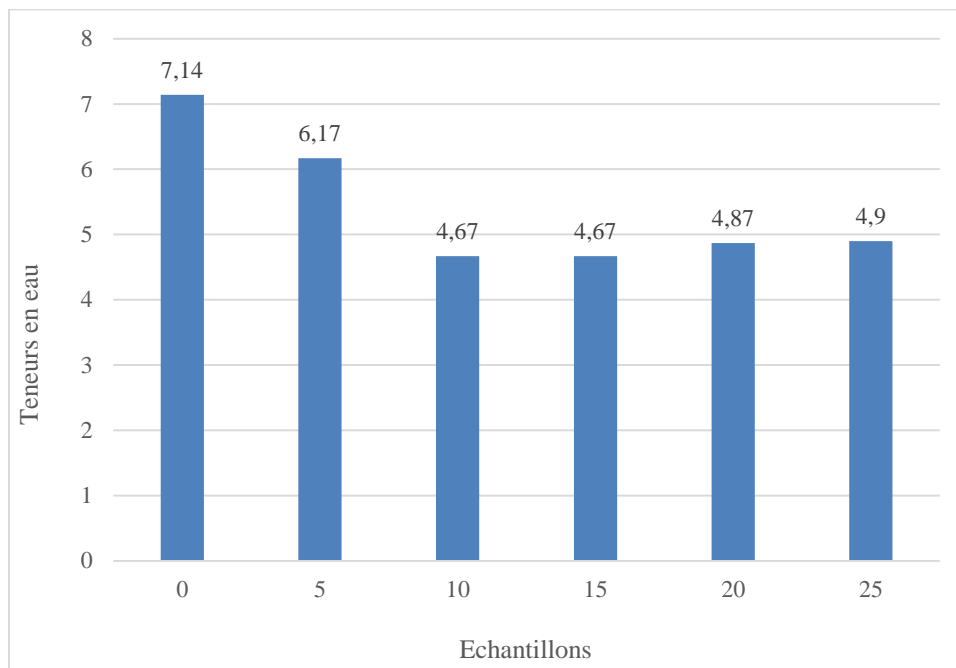


Figure 4.15. Evolution des teneurs en eau en fonction du pourcentage du verre.

4.10.3. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus au compactage des différents mélanges montrent que, l'ajout de 5% de verre est pratiquement insignifiant sur l'évolution de la densité sèche (comparativement aux granulats naturels). En passant par contre à 10% de verre, une amélioration de la densité des mélanges est sensiblement constatée. Cette amélioration est maintenue pratiquement constante dans le cas des mélanges contenant 15 et 20% de verre. Les débris de verre au cours du compactage épousent facilement la forme des espaces entre les granulats naturels, ils diminuent de ce fait la proportion des vides dans les mélanges et augmentent par conséquent leurs densités.

Au-delà de 20% de verre, la densité des mélanges commence à diminuer légèrement, mais elle reste tout de même supérieure à celle des granulats naturels (sans verre).

Cependant, l'ajout du verre a influencé également la teneur en eau ; cette dernière a diminué dans le cas des mélanges.

Portance des matériaux étudiés

4.11. Essai de portance Californien (CBR)

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

4.11.1. But de l'essai

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est-à-dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

Les essais CBR permettent, la détermination de :

- L'indice Portant Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.

- L'indice CBR immédiat (CBR immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée.
- L'indice CBR après immersion (CBR immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).
- L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.

4.11.2. Principe de l'essai

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston de 19,35 cm² de section, enfoncé à une vitesse constante de 1.27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 KN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{(2.5)} = \frac{\text{effort de penetration a (2.5) d'enfoncement en (KN)}}{13.5} \times 100 \\ I_{(5)} = \frac{\text{effort de penetration a (5) d'enfoncement en (KN)}}{20} \times 100 \end{array} \right.$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé. Dans le cas de l'indice CBR 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

3.11.3. Mode opératoire

Les essais de CBR immersion sont réalisés au laboratoire pédagogique de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou selon la norme française (NF P 94-078)

4.11.4. Appareillage

4.11.4.1. Matériel de confection des éprouvettes

Il comprend

- Le moule CBR et le matériel de compactage, avec l'ensemble des accessoires (rehausse disque d'espacement, règle à araser,...).
- Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,...



Figure 4.16. Matériel de confection des éprouvettes d'essai CBR.

4.11.4.2. Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur

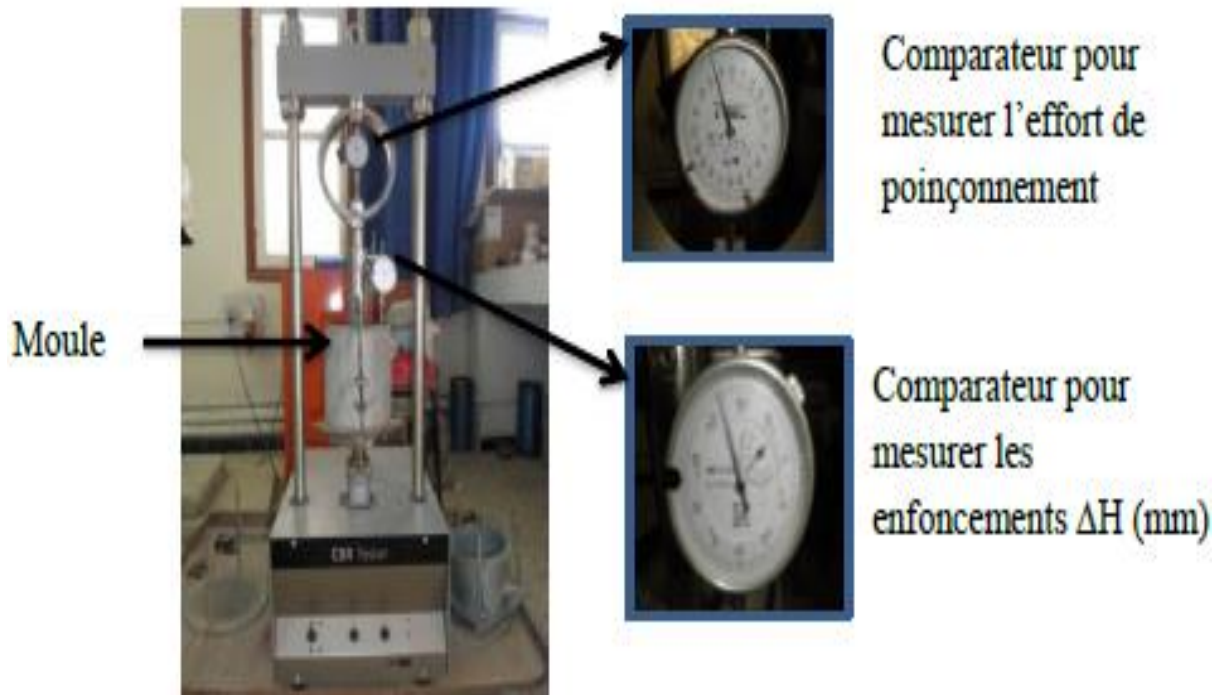


Figure 4.17. Presse de l'essai CBR.

4.11.5. Déroulement de l'essai

4.11.5.1. Confection des éprouvettes

Les éprouvettes soumises à l'essai sont compactées selon le processus du Proctor modifié, humidifiées à différentes teneurs en eau, c'est-à-dire du côté sec et du côté humide de l'optimum Proctor déterminé au chapitre précédent ;

Le moule est ensuite retourné et la plaque de base est mise sur l'autre face. Le disque d'espacement est extrait, comme le montre la figure suivante.

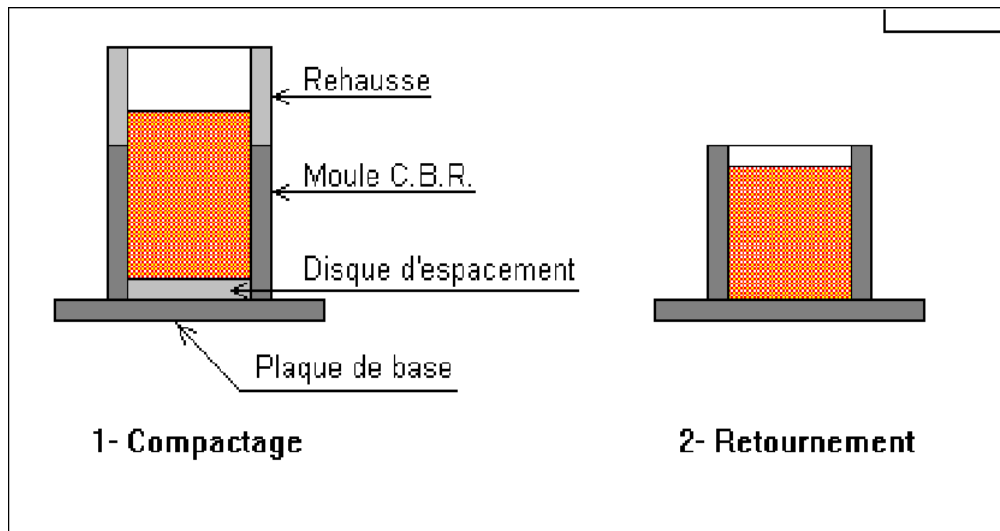


Figure 4.18. Confection de l'éprouvette pour l'essai CBR.

4.11.5.2 Exécution du poinçonnement

a) Détermination de l'IPI

Placer l'ensemble sur la presse, en position centrée par rapport au piston. Procéder au poinçonnement de la manière suivante :

Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston jusqu'à ce qu'il vienne affleurer le matériau.

Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon.

Exécuter le poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1,27 mm/min.

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.

L'éprouvette est alors démoulée, pesée et introduite dans l'étuve réglée à 105 °C pour déterminer sa teneur en eau.

b) Détermination de l'I. CBR immédiat

Placer l'ensemble sur la presse, interposer dans le volume libéré par le disque d'espacement deux surcharges de 2,3 kg, la surcharge en une pièce placée sur l'échantillon et celle en deux pièces au-dessus.

Exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

c) Détermination de l'I.CBR immersion

Placer un papier - filtre à la surface puis disposer au - dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment.

Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied.

Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette. Effectuer la mise à zéro du comparateur.

Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement.

Placer l'ensemble sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.

4.11.6. But de l'imbibition

Le but de l'imbibition 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 (climat très sec ou revêtement étanche), on peut se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau optimale obtenue par le Proctor.

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 0.03 mm par 24 heures).

Dans les autres cas (cas de cette étude), qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures), et on note le gonflement de l'imbibition.



Figure 4..19. Eprouvettes du mélange sable +verre après poinçonnements.

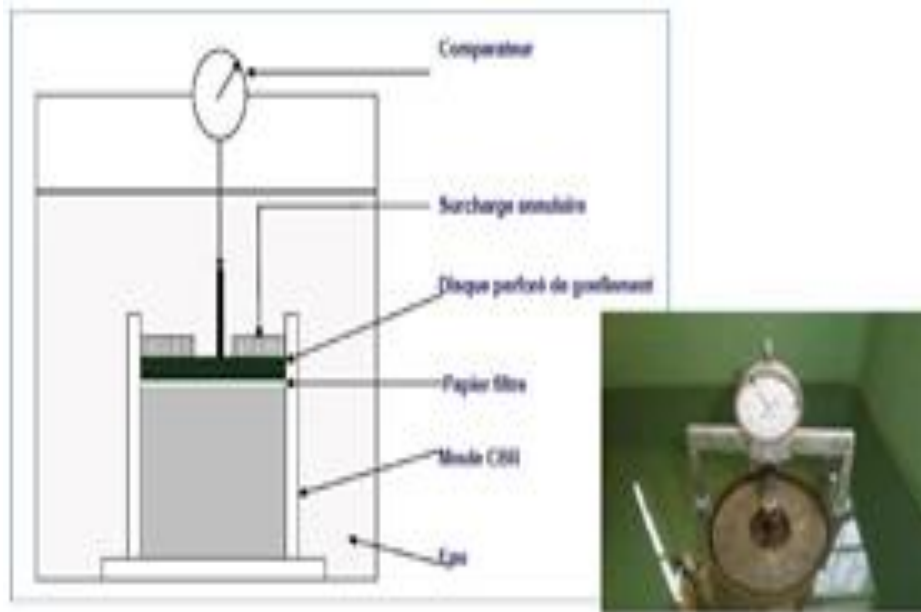


Figure 4.20. Essai CBR, imbibition et gonflement.

4.11.7. Calculs et résultats

Dans ce travail, l'indice CBR après immersion est étudié, par rapport aux meilleurs résultats de compactage, les résultats de l'essai CBR sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.1. Résultats de l'essai de CBR.				
Echantillons	Le gonflement	L'indice CBR immersion		
		I(2,5)	I(5)	CBR imm(%)
gravier seul	≈ 0	17,52	49,013	49,03
gravier + 5% de verres	≈ 0	17,52	53,965	53,96
gravier + 10% de verres	≈ 0	98,66	119,372	107,25
gravier + 15% de verres	≈ 0	67,34	120,454	120,45
gravier + 20% de verres	≈ 0	106,25	141,666	141,67

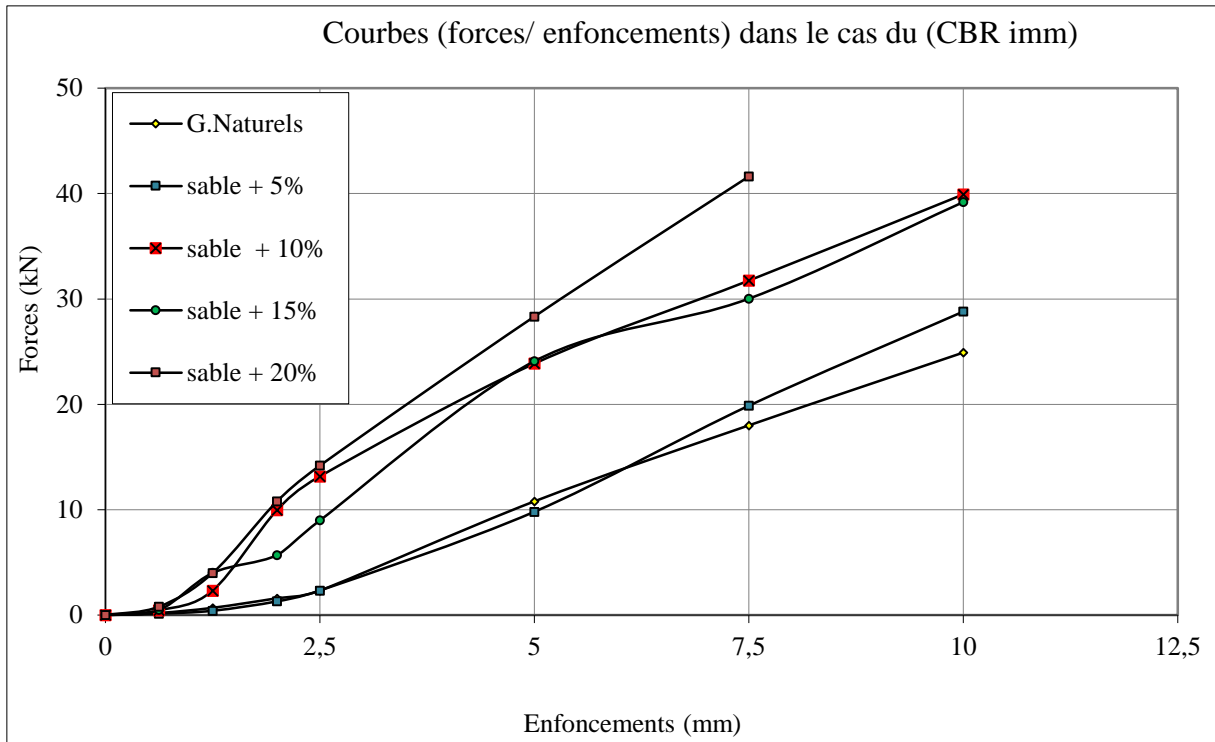


Figure 4.21. Courbes comparatives (effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement).

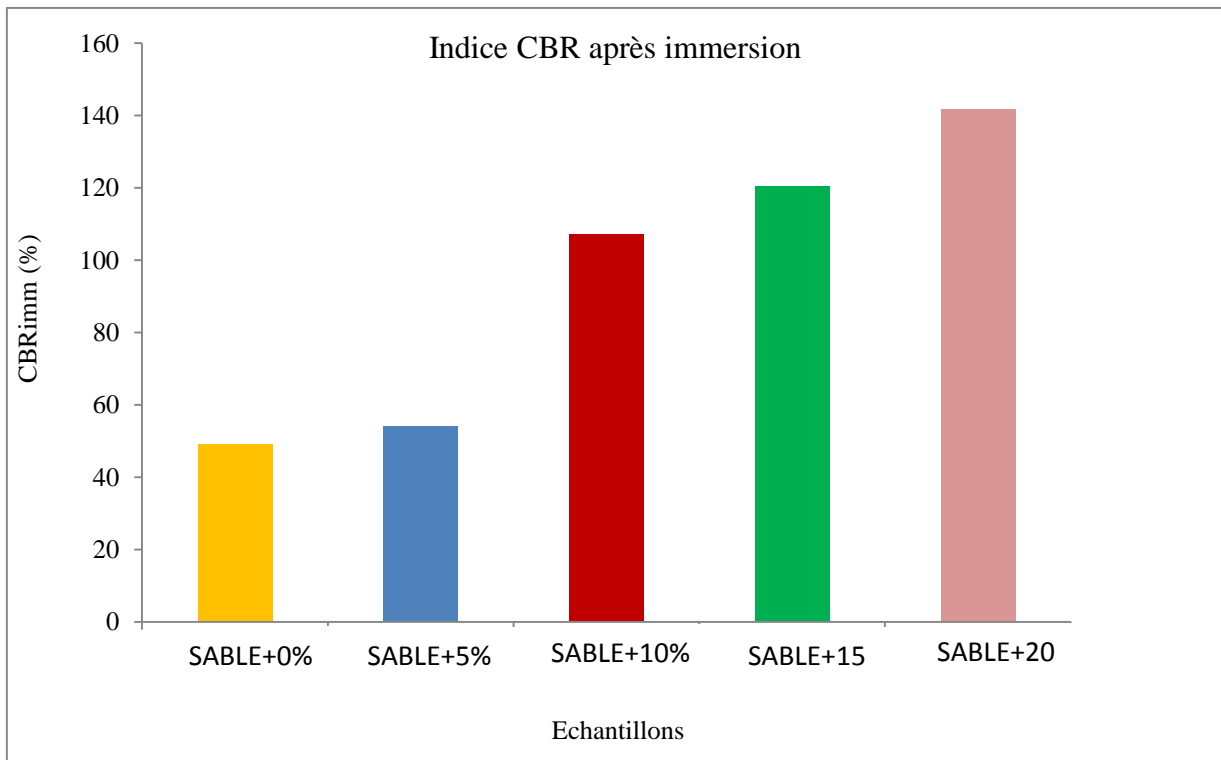


Figure 4.23. Résultats des essais CBR.

4.11.8. Interprétation des résultats :

L'indice CBR après immersion s'améliore de plus en plus avec l'ajout du verre notamment après 10% de verre ; à cette proportion l'indice CBR_{imm} augmente d'environ 50%.

Cependant le CBR_{imm} atteint les 140% dans le cas d'une proportion de 20% du verre.

En termes de gonflement, les mélanges étudiés ne sont pas gonflants. L'indice du gonflement G pour tous les mélanges ne dépasse pas les 0,001%

4.11.9. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis de montrer l'aptitude des mélanges au compactage, ainsi leur portance en présence d'eau.

Cependant, pour mieux cerner le comportement du verre dans les corps des chaussées, il est soumis à d'autres types de sollicitations, à savoir les essais de cisaillement direct à la boîte et les essais de compressibilité à l'œdomètre qui feront l'objet des chapitres suivants.

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. Cependant, plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude de ce phénomène en le concrétisant ainsi, par des appareils pour essais de laboratoire tel que le triaxial et 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.

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 (LCPC - 1987)

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

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.

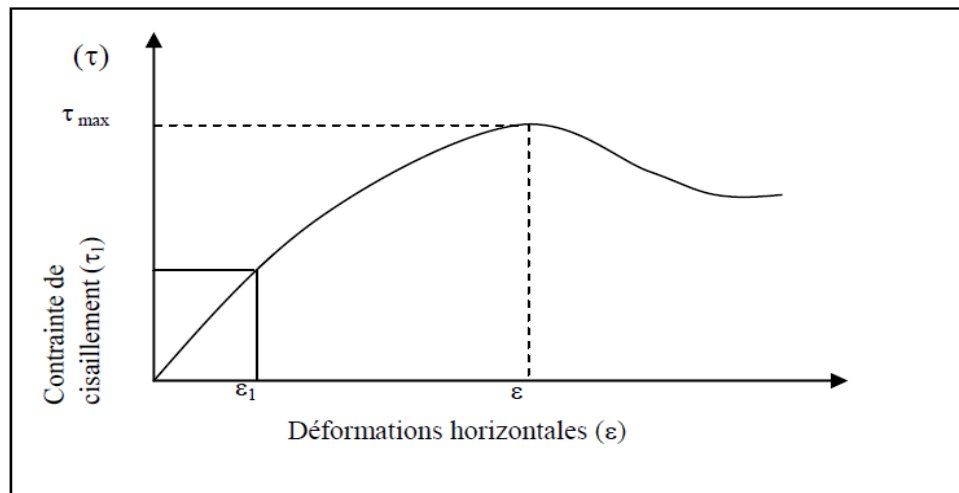


Figure 5.1. Courbe de contraintes-déformations.

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 .

Sauf dans des cas particuliers, on prendra comme résistance au cisaillement, la contrainte maximale de cisaillement.

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 ».

L'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle » et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « valeur C ». L'équation de cette droite est donc

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad \text{Elle exprime « la loi de coulomb ».}$$

Sols pulvérulents : la droite passe par l'origine des axes.

Sols cohérent : la droite ne passe pas par l'origine des axes. (Cordary, 1994).

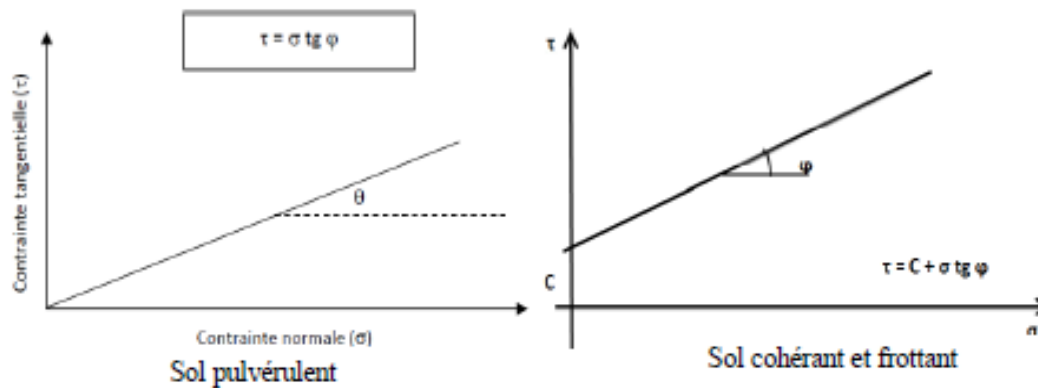


Figure 5.2. Droite interinseque.

5.4. Influence de la nature du sol sur la résistance au cisaillement

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

a) Sols pulvérulents

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

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

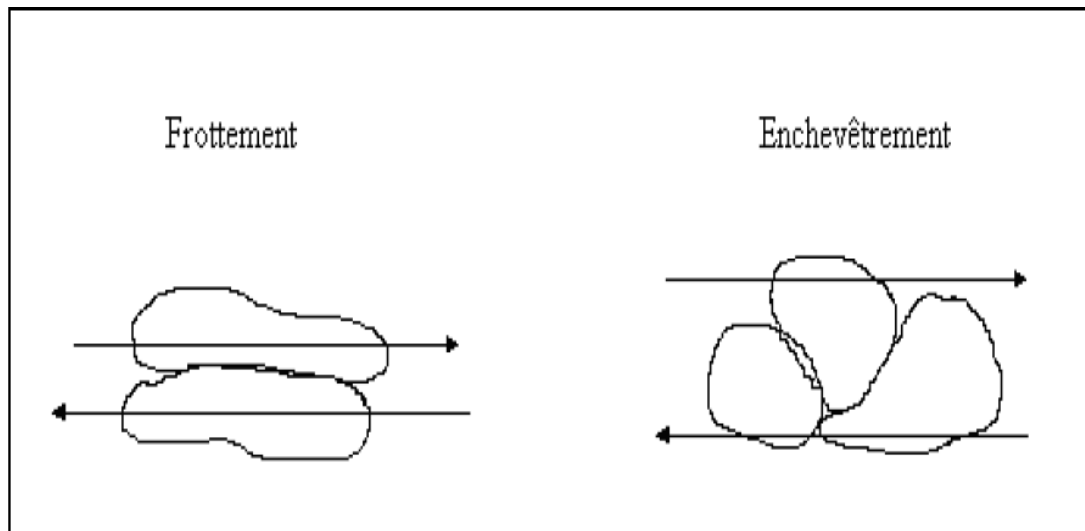


Figure 5.3. Frottement et enchevêtrement des grains.

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

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

b) Sols cohérents

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée. Cette cohésion est liée à la présence de charges électriques à la surface des particules d'argile, qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui sature souvent les sols cohérents. Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle peut même être parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme φ est nul (Robitaille et Tremblay, 1997).

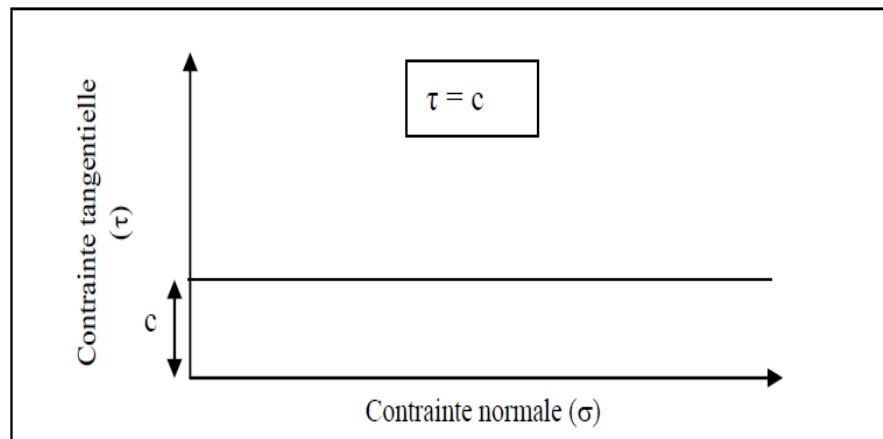


Figure 5.4. Droite intrinsèque (sol cohérent).

5.5. 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

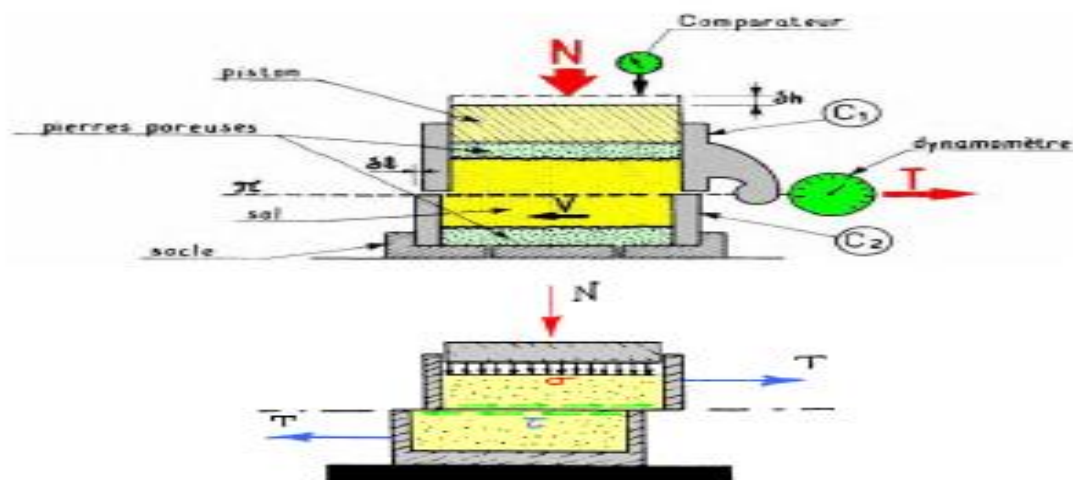


Figure 5.5. Principe de l'essai de cisaillement.

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. (Techouani, 1999).

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

5.6. Appareillage

L'appareil 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.

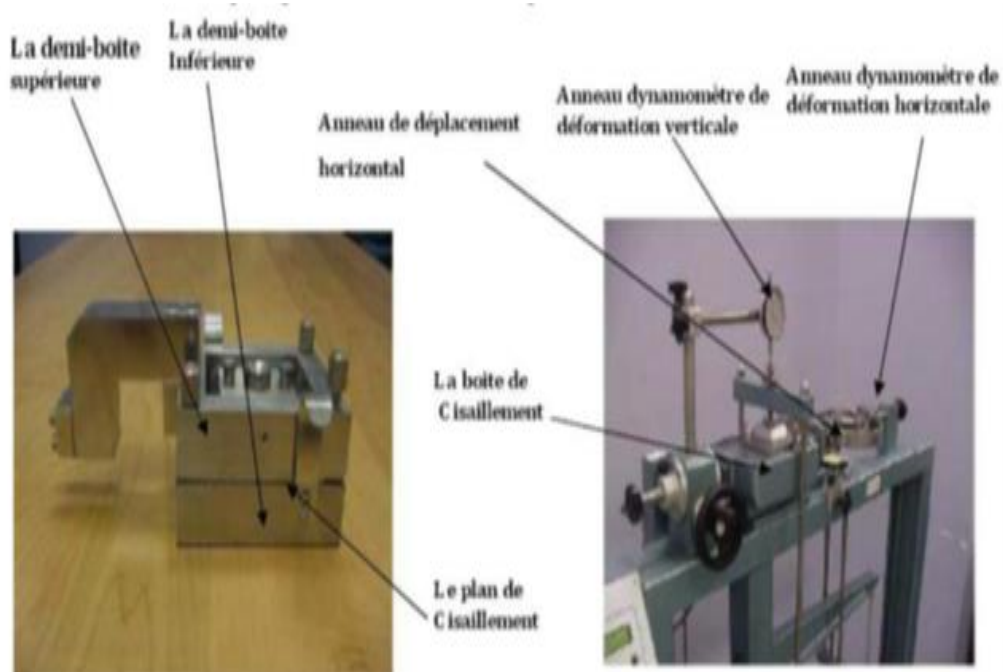


Figure 5.8. Cisaillements de l'échantillon sable + verre.

5.7. 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

Figure 5.7. Mode opératoire du cisaillement.

Mettre la plaque rainurée et la plaque poreuse à la base ;

Fixation des demi-boites

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



Figure 5.8. Cisaillements de l'échantillon sable + verre.

5.8. 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- boîte 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 par les comparateurs sont converties en unités de calcul

5.9. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

*** Avantages**

- Simple (la manipulation est facile) ;
- Rapide (la durée d'exécution courte) ;
- Economique (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

5.10. Expression des résultats

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

ΔL : déplacement horizontale (mm);

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

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

Avec ΔV : variation volumique en mm^3 .

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

5.11. Présentation des résultats

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

Courbe contrainte déformation $\tau = f(\varepsilon_h)$, $\varepsilon_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale

Courbe de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$, Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée

Sable

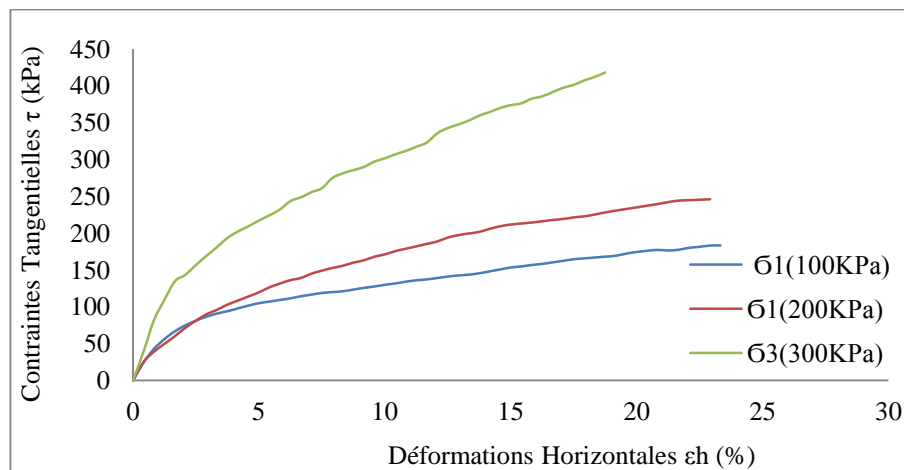


Figure 5.9. Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 0% de verre).

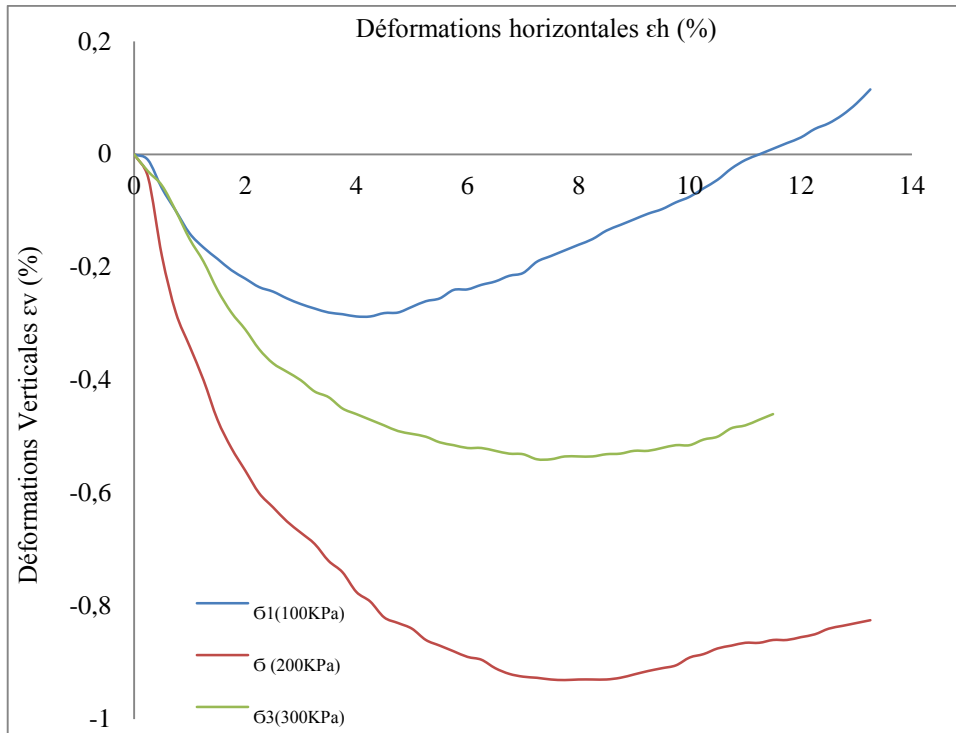


Figure 5.10. Courbes de variations de volume (granulats routiers + 0% de verre).

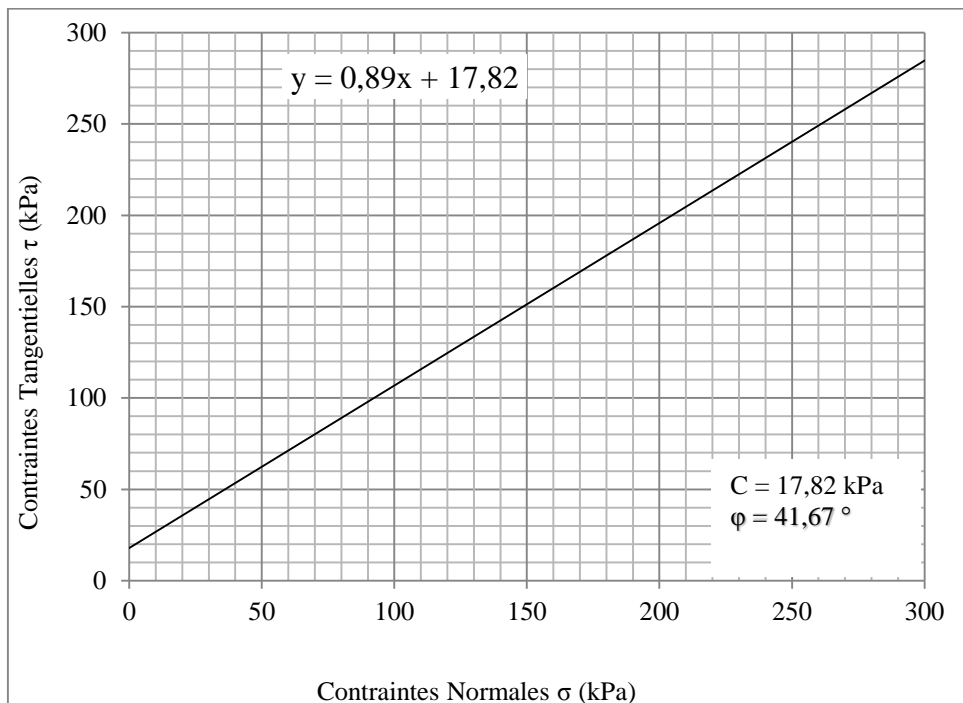


Figure 5.11. Droite intrinsèque (granulats routiers + 0% de verre).

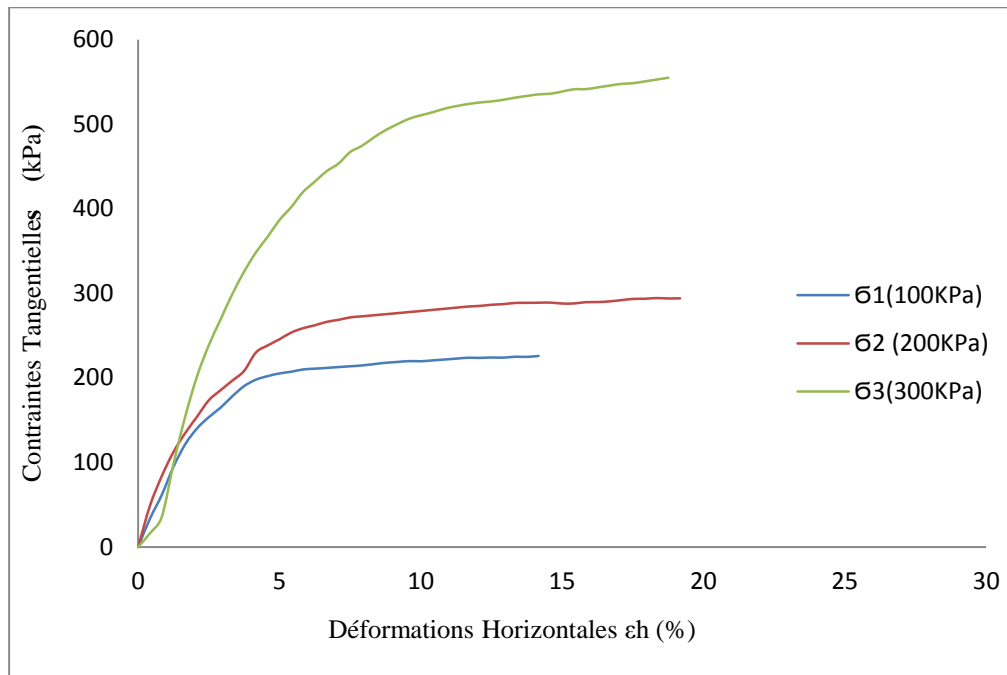
Sable + 5% de verres

Figure 5.12. Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 5% de verre).

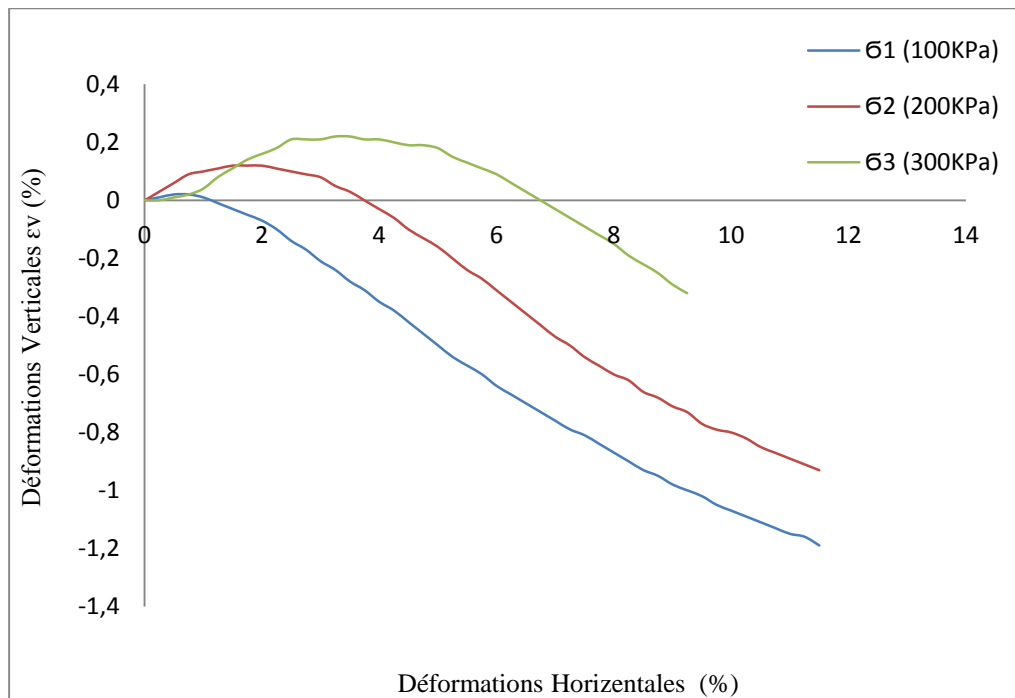


Figure 5.13. Courbes de variations de volume (granulats routiers + 5% de verre).

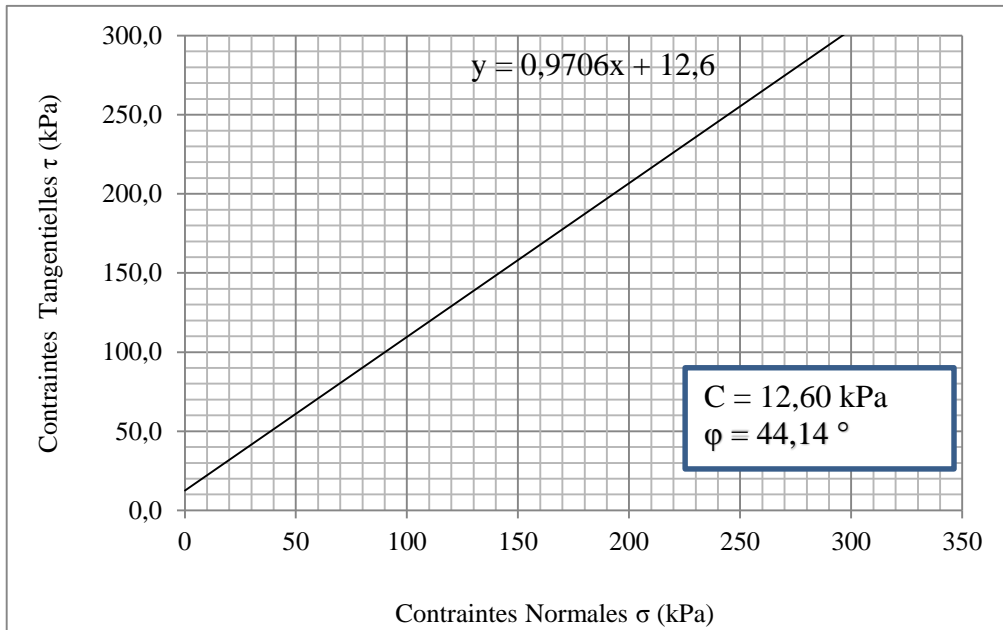


Figure 5.14. La droite intrinsèque sable + 5% verre.

Sable + 10% verre

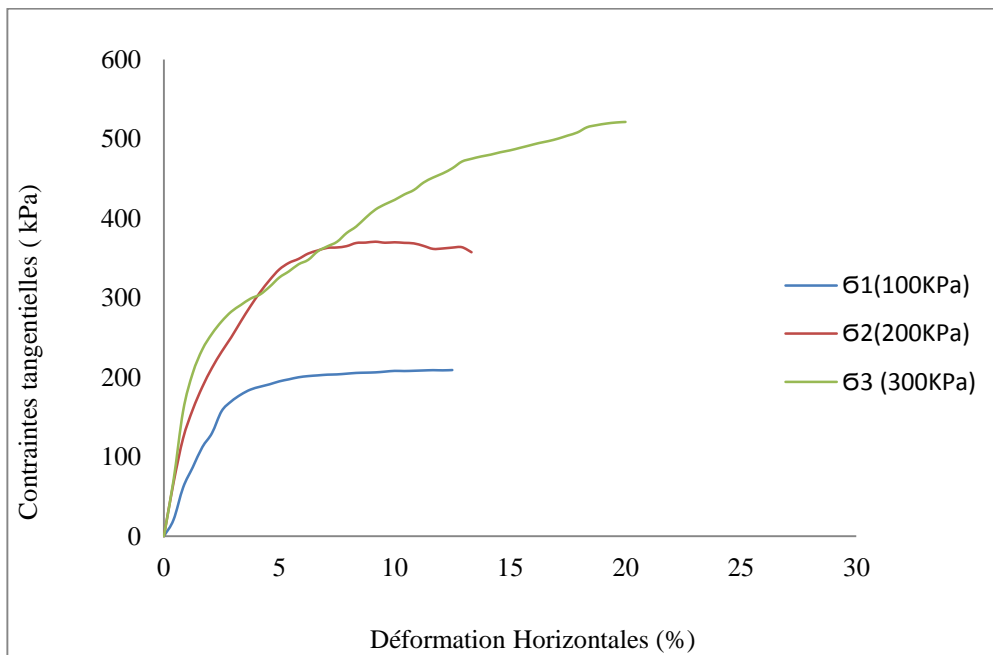


Figure 4.15. Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 10% de verre).

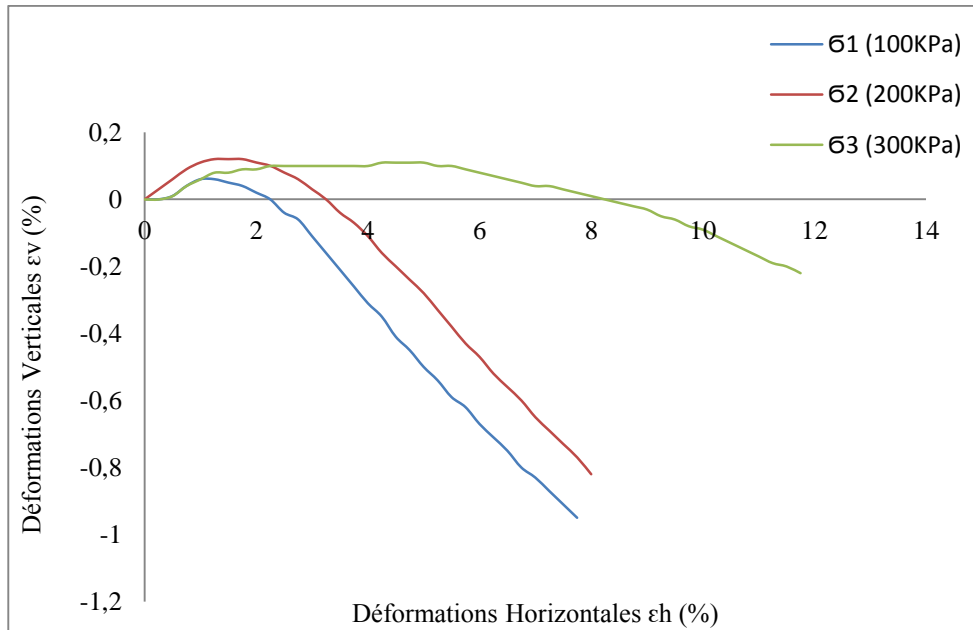


Figure 5.16. Courbes de variations de volume (granulats routiers + 10% de verre).

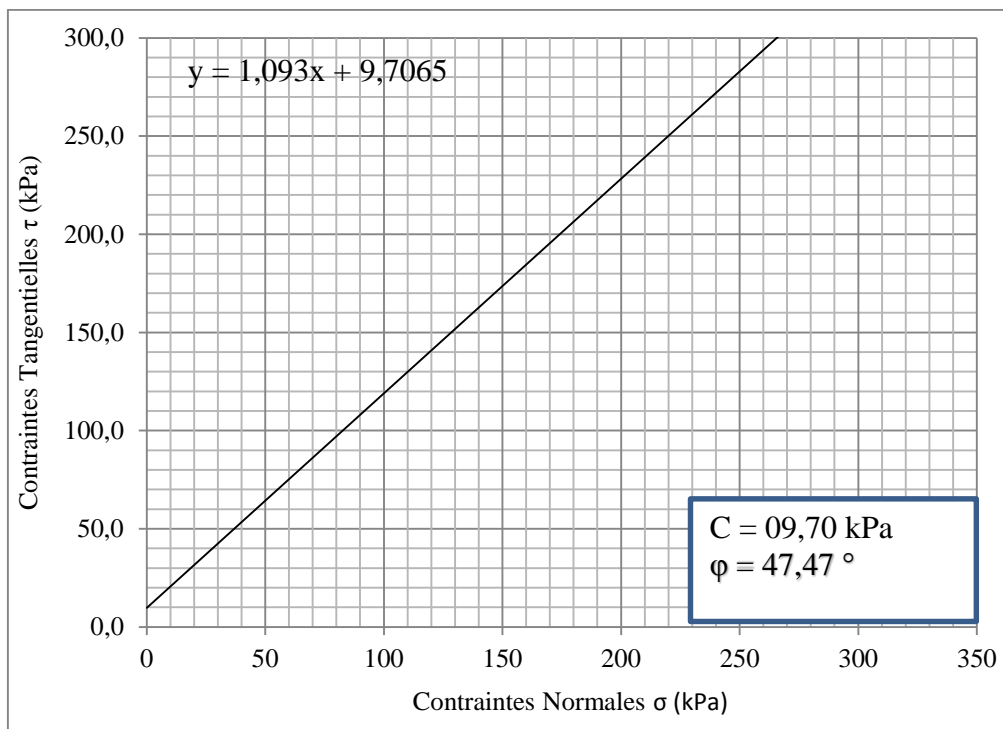


Figure 5.17. Droite intrinsèque sable +10% verre

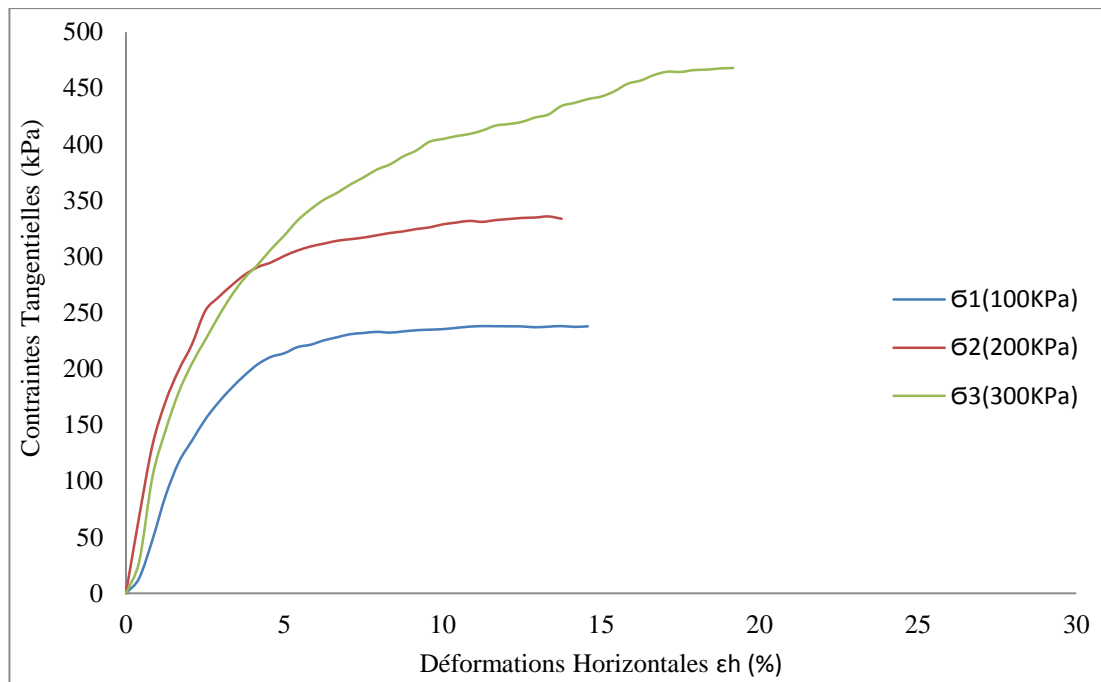
Sable + 15% de verre

Figure 5.18. Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 15% de verre).

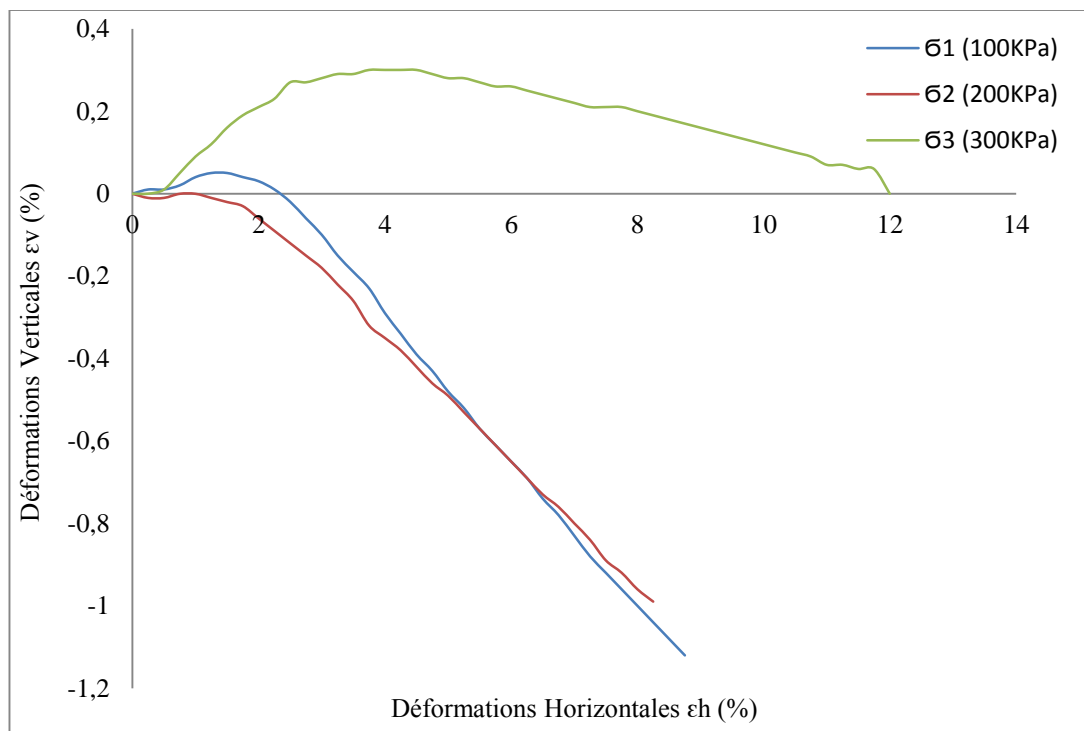


Figure 5.19. Courbes de variations de volume (granulats routiers + 15% de verre).

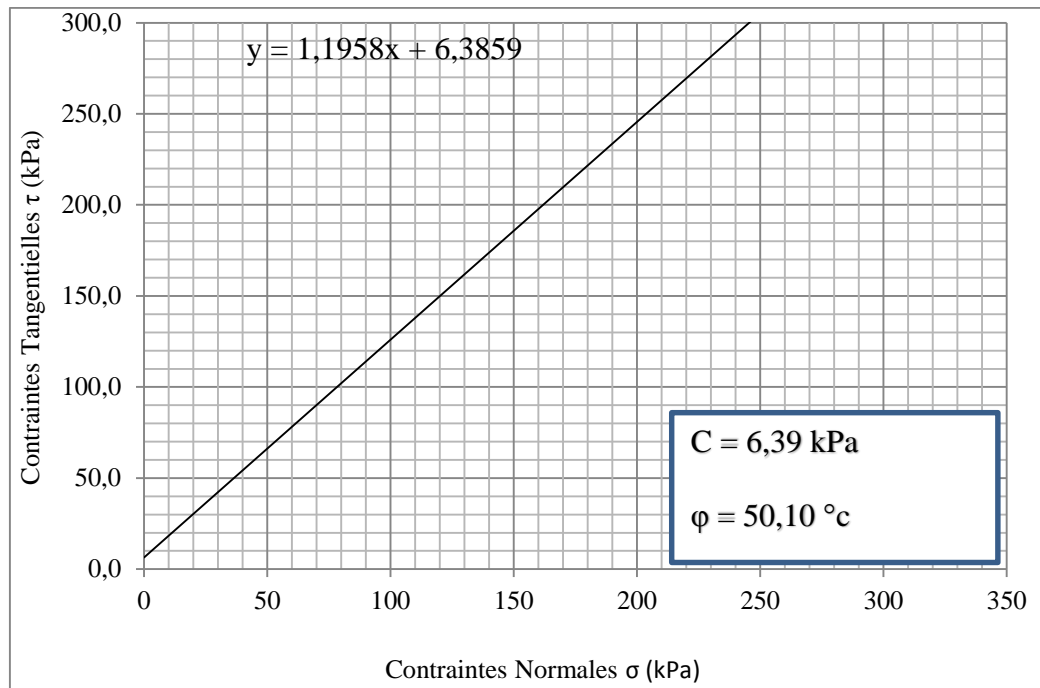


Figure 5.20. Droite intrinsèque sable +15 de verre.

Gravier +20% verre

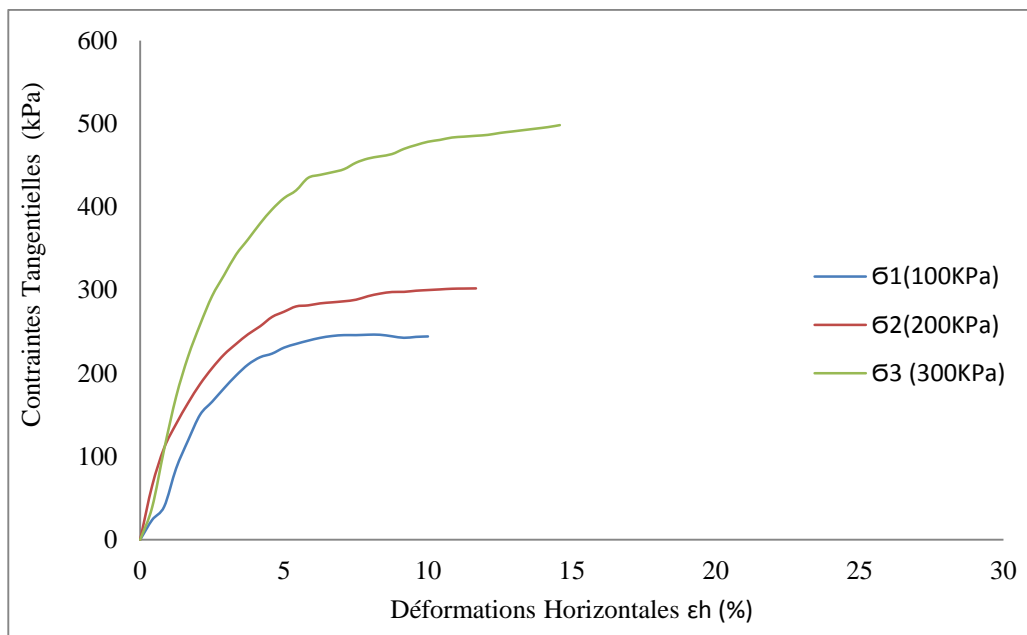


Figure 5.21. Courbes de contraintes-déformations (granulats routiers + 20% de verre).

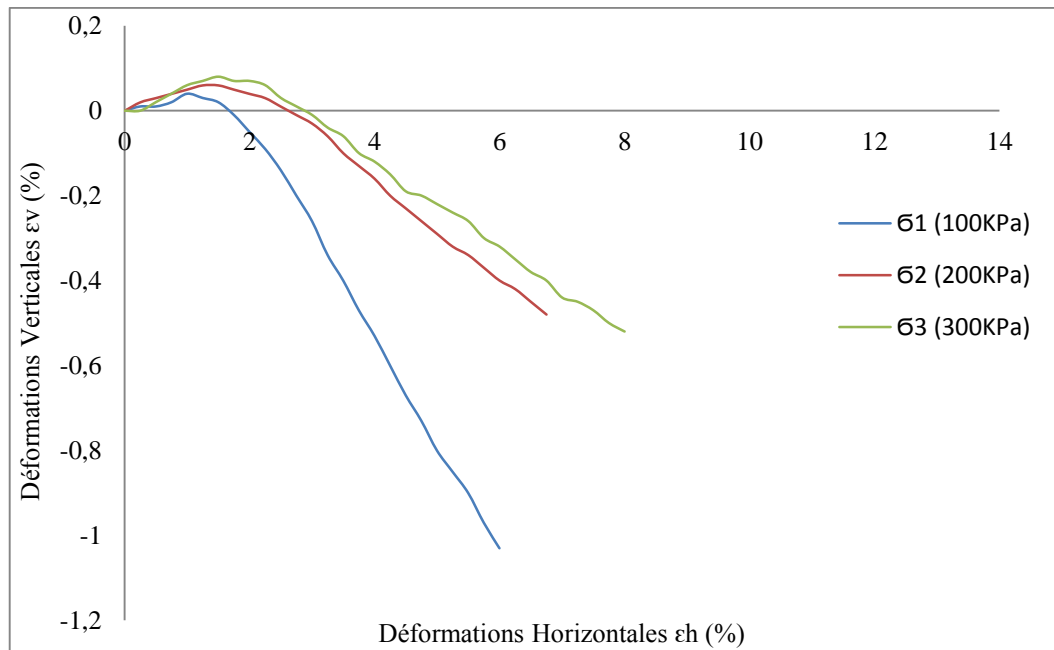


Figure 5.22. Courbes de variations de volume (granulats routiers + 20% de verre).

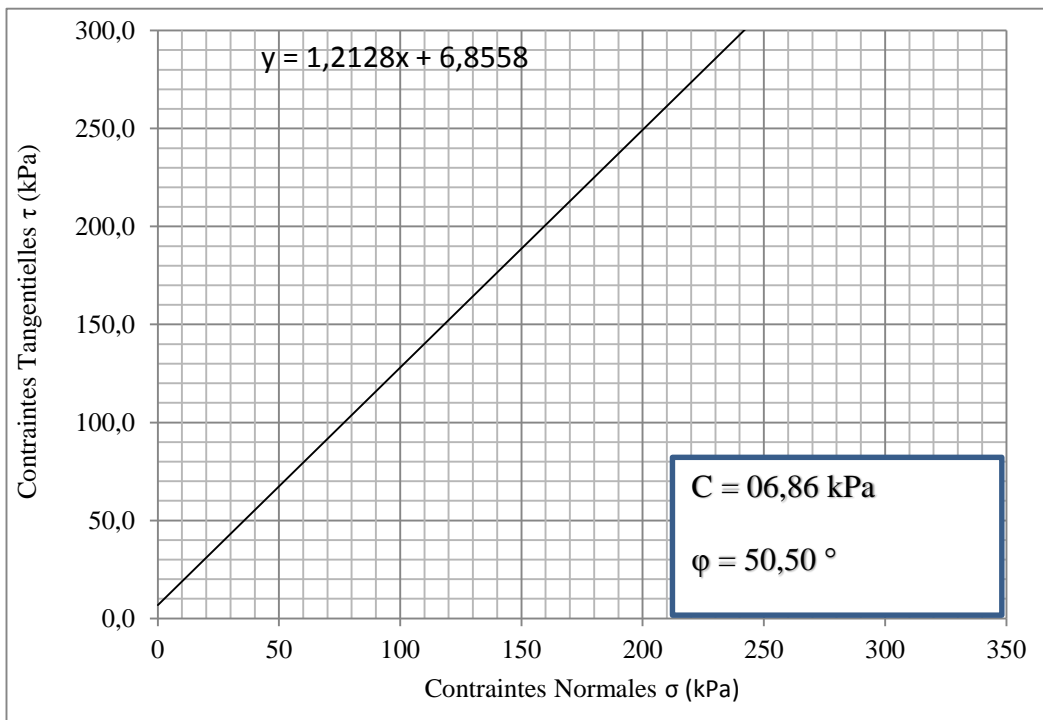


Figure 5.23. Droite intrinsèque sable +20% verre.

Tableau 5.1 : Résultats de tous les essais de cisaillement		
sol	Cohésion (kPa)	Angle φ (°)
Sable	17,82	41,67
Sable+5% verre	12,60	44,14
Sable+10% verre	9,70	47,47
Sable+15% verre	6,39	50,10
Sable+20% verre	6,86	50,50

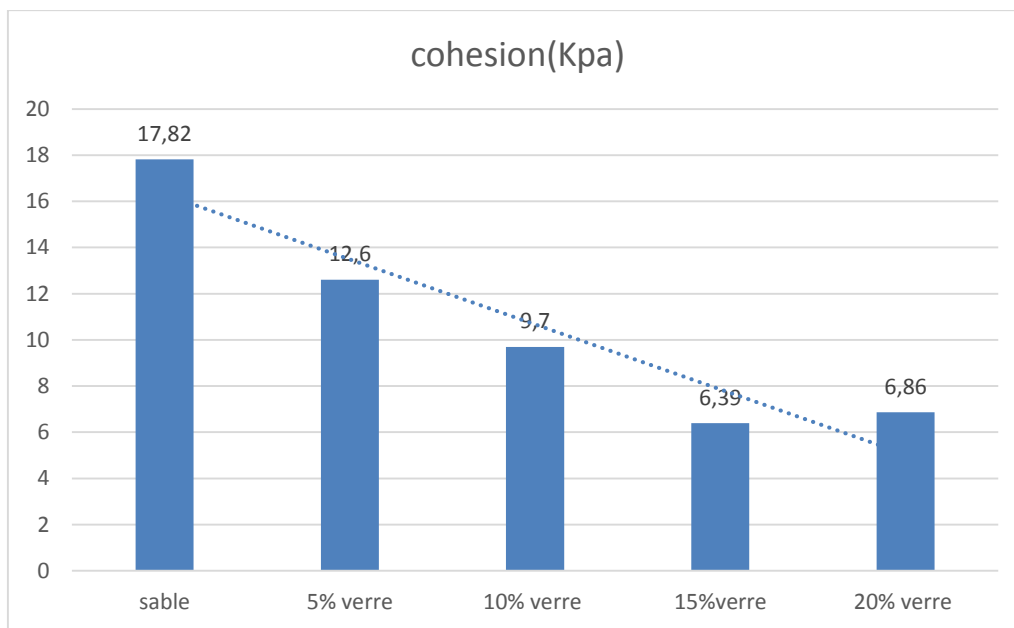


Figure 5.24. Histogramme représentant l'évolution des cohésions en fonction du pourcentage du verre.

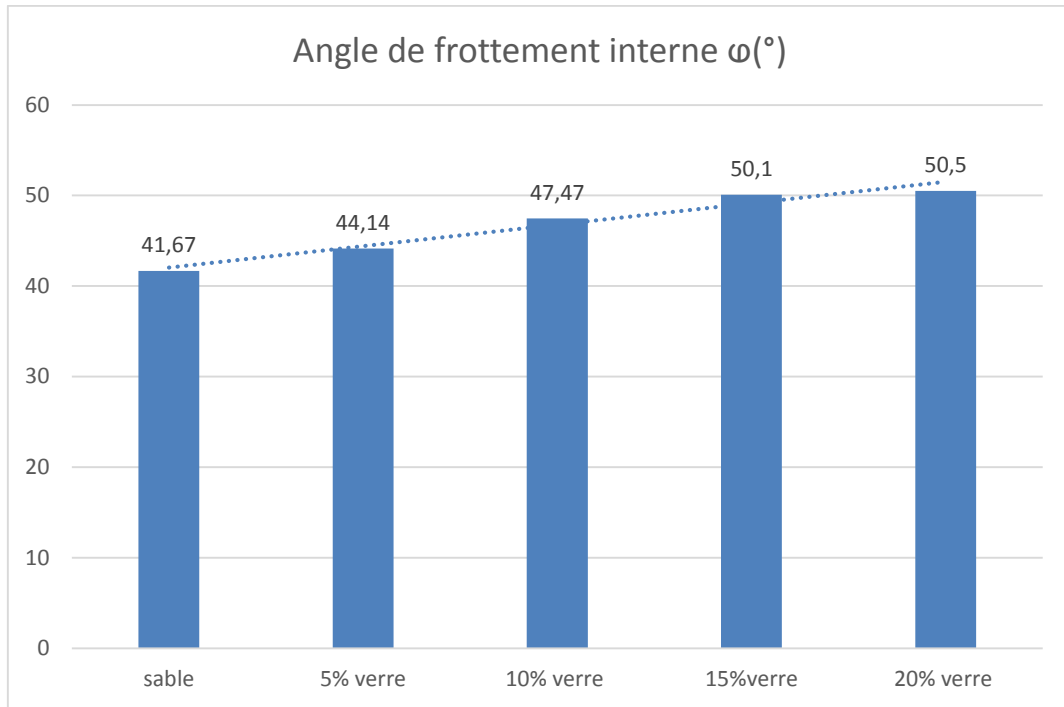


Figure 5.25. Evolution des angles de frottement en fonction du pourcentage du verre.

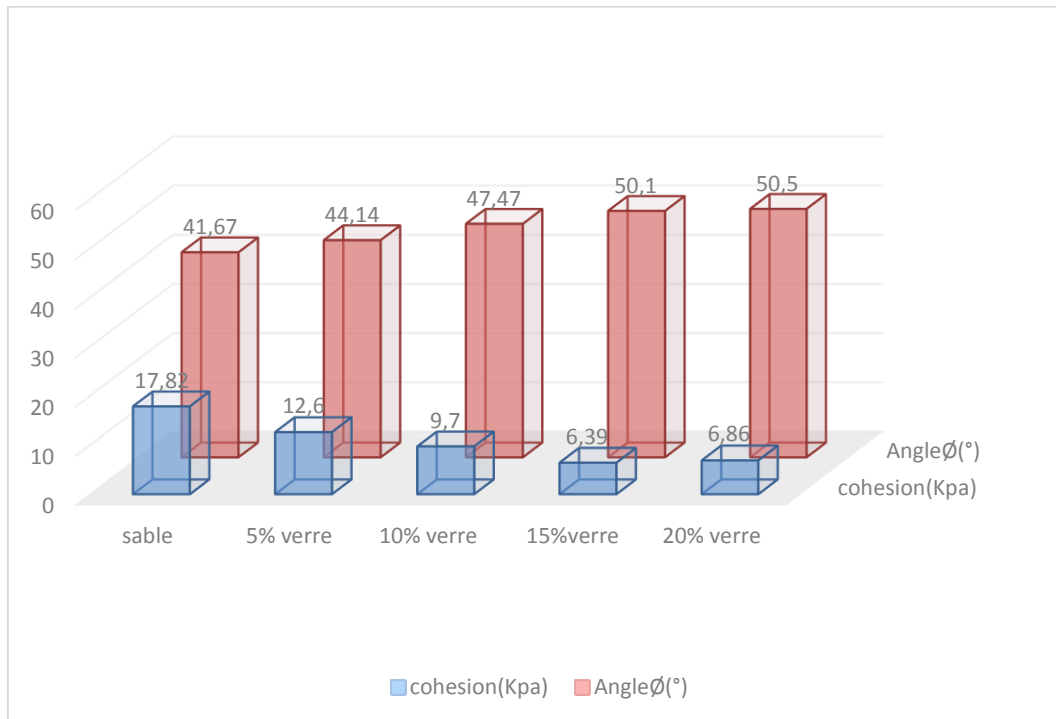


Figure 5.26. Evolution de la cohésion et de l'angle de frottement.

Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement des différents mélanges s'améliore sensiblement avec l'ajout du verre.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement obtenues, montrent que l'angle de frottement interne s'améliore de plus en plus avec l'ajout de verre. En contrepartie, une certaine diminution en cohésion est constatée.

En effet, les débris de verre présentent des formes très anguleuses au cours de leur concassage. Ceci peut générer des frottements très importants contribuant à la résistance au cisaillement des mélanges. Les particules fines de verre issues de la cassure des grands débris ne sont pas dotées de cohésion. Elles restent toujours rugueuses malgré leur taille très petite. Elles rentrent en contact avec les particules fines naturelles présentes dans les granulats naturels non propres ce qui engendre une diminution en cohésion.

Les caractéristiques mécaniques obtenues à la proportion de 15% et 20% de verre sont assez comparables. On peut dire ainsi que 20% de verre peut être retenue comme proportion optimale donnant un meilleur comportement en cisaillement des mélanges.

En termes de variation de volume, nous avons constaté que les différents mélanges présentent généralement un comportement contractant, néanmoins nous pouvons apporter les précisions suivantes :

Sable

Une dilatance à 100Kpa, une augmentation de volume à la contrainte normale faible qui engendre un désenchevêtrement des grains (Melbouci 2013)

Une contractance pour 200 et 300 Kpa indique une diminution de volume

Sable + 5% verre

*Une contractance à 100 Kpa

*Une dilatance pour 200 Kpa et 300 Kpa

Sable +10% du verre

Une contractance pour 100, 200, on constate un tassement (enchevêtrement des grains) au cours du cisaillement. L'ajout du verre engendre une contractance de plus en plus accentuée en fonction de l'évolution de la contrainte normale.

Pour 300 Kpa, on remarque une dilatance soit une augmentation du volume

Sable +15% du verre

Une contractance pour 100 et 200Kpa,

Une dilatance pour 300 Kpa

Sable +20 % du verre

Une contractance pour 100 et 200Kpa 300 kPa, on constate une diminution du volume.

La meilleure résistance à la déformation est avec l'ajout de 15 et 20 % du verre.

Courbes comparatives (contraintes – déformation et variations de volume)

Sous différentes contraintes normales, les résultats obtenus restent tout de même dispersés et ne présentent pas une évolution complètement croissante ou décroissante de la résistance au cisaillement en fonction de la proportion du verre contenue 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 au cours des efforts de cisaillement, ce qui rend parfois très difficile de fixer la proportion du verre nécessaire aux mélanges pour obtenir les caractéristiques optimales en cisaillement.

Ainsi, nous avons constaté que sous de faibles contraintes normales, la proportion de verre optimale peut être égale ou supérieure à 20 % (figure 5.27). Tandis que sous de fortes contraintes normales, la proportion de verre optimale n'est que de 5% à 10% (figure 5.29).

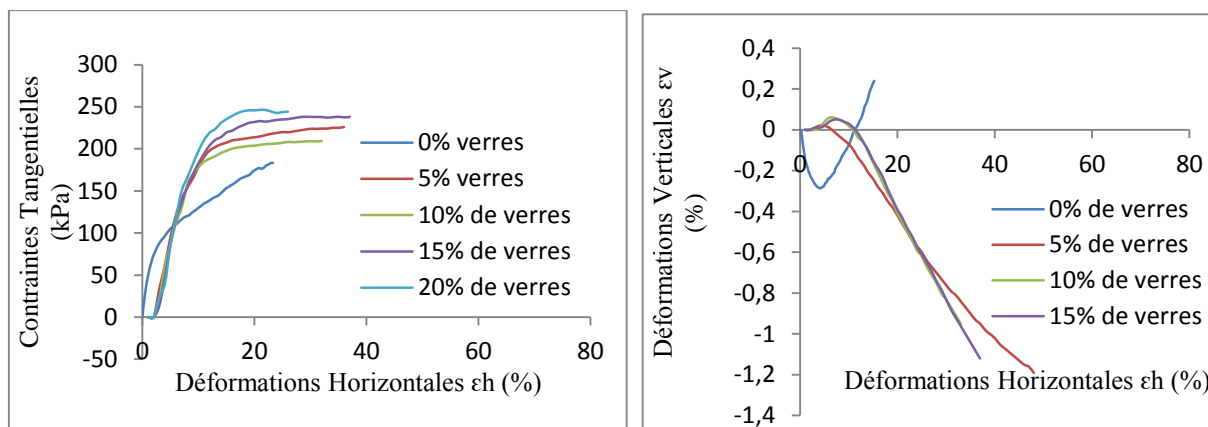


Figure 5.27. Courbes comparatives à σ (100KPa).

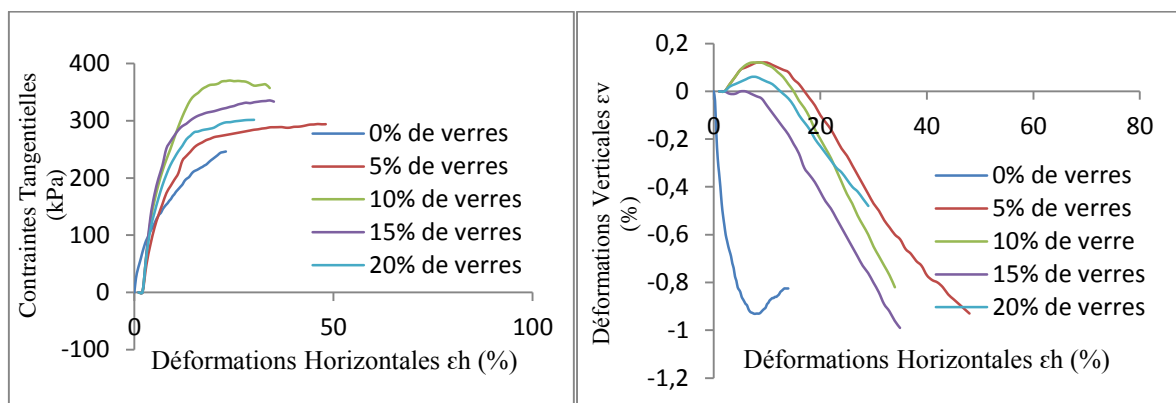


Figure 5.28. Comparaison entre la variation de % de verres.

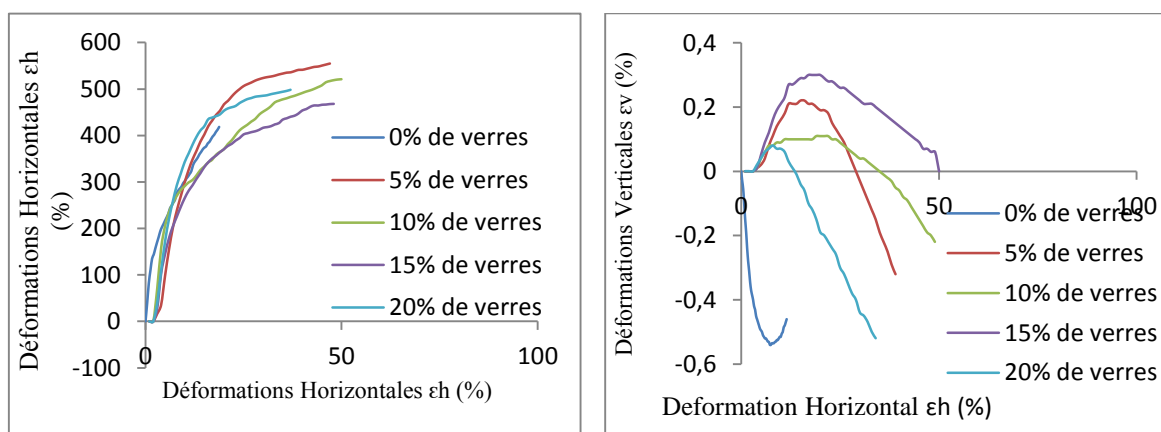


Figure 5.29. Comparaison entre la variation de % de verres.

5.13. Conclusion

L'ajout de verre présente des résultats très intéressants en cisaillement direct à la boîte. Le comportement en cisaillement des différents mélanges est sensiblement amélioré comparativement au sable seul, bien que les résultats soient parfois dispersés.

Sous de faibles contraintes normales la proportion de verre optimale que peuvent contenir les mélanges peut être assez élevée ($\geq 20\%$), tandis que cette proportion doit être sensiblement réduite sous de fortes contraintes normales.

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des mélanges (granulats naturels + verre), à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques.

La résistance à la compressibilité n'est pas aussi moins importante que celle en cisaillement. Cependant, l'étude du comportement des différents mélanges en compressibilité à l'œdomètre fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre VI

Essais de compressibilité à l'œdomètre

6.1. Introduction

Pour la stabilité des ouvrages et pour la sécurité des personnes et des biens, il faut toujours s'assurer que le sol ou on veut construire est un sol capable de supporter le poids de l'ouvrage considéré et de ces éléments annexes.

C'est pour cela que l'étude des tassements des sols est l'un des points les plus importants de tous les projets de construction. En effet, le plus souvent la charge ainsi transmise au sol est dirigée suivant la verticale et les déformations qui en résultent sont en majeure partie dirigées suivant cette direction.

6.2. Définitions

6.2.1. Compressibilité

Il s'agit de l'aptitude d'un corps à diminuer de volume (à masse constante) sous l'effet d'une augmentation de pression. Elle se manifeste instantanément et n'est pas nécessairement réversible.

6.2.2. Consolidation

On appelle consolidation la diminution progressive de la teneur en eau d'un sol saturé sous charge constante qui se traduit par une diminution du volume apparent (V).

6.2.3. Tassement

C'est un abaissement du niveau du terrain qui correspond principalement à l'évacuation d'une partie de l'eau vers des zones de moindres pressions inertielles (consolidation).

6.2.4. Œdomètre

C'est un dispositif permettant la pression unidirectionnelle d'un échantillon de sol saturé, soumis à des charges verticales, drainé suivant cette direction et maintenu latéralement par une paroi rigide. Un comparateur permet de suivre le tassement de l'échantillon.

6.2.5. Courbe œdométrique

On applique d'abord une première charge et on attend la fin de la consolidation sous cette charge, puis on applique une deuxième charge double de la précédente et on attend qu'il y ait consolidation, chaque charge suivante est double de la précédente. On calcule à chaque charge

l'indice des vides en fin de consolidation on peut tracer la courbe ($e=f(\log \sigma)$) appelée courbe œdométrique. (Magnan, 2000).

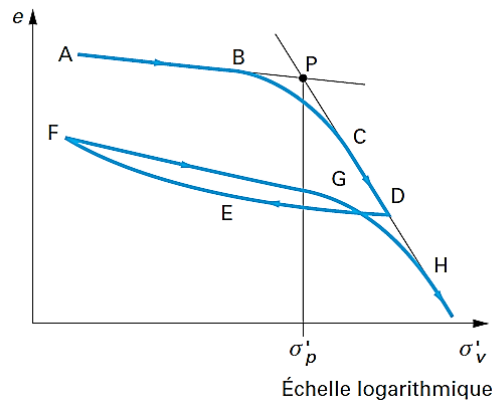


Figure 7.1. Courbe œdométrique (Magnan, 2000).

6. 3. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

Soit la pression de pré-consolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z .

6.3.1. Sol sur-consolidé

Un sol est dit sur-consolidé s'il a subi au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres, par exemple, certaines couches de sol ayant subi le poids des glaciers aujourd'hui disparus.

6.3.2. Sol normalement consolidé

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

6.3.3. Sol sous consolidé

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou non compactés ou bien d'une vase, (Magnan, 1991).

6.4. But de l'essai œdométrique

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol chargé progressivement pendant plusieurs jours, qui est placé dans une cellule œdométrique. Un comparateur servant à mesurer la déformation et un dispositif de chargement complète l'appareillage en vue d'établir la relation entre les contraintes effectives et les déformations ou (les indices des vides).

6.5. Principe de l'essai

Un échantillon de sol est placé dans une cellule cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Les déformations verticales ou tassements de l'échantillon après chargement sont mesurés à l'aide d'un comparateur au (1/100 de mm).

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé (c'est-à-dire ; les charges sont appliquées sur un piston) par l'intermédiaire d'un bras de levier. Le chargement s'effectue par paliers lorsque le tassement correspondant au premier palier est stabilisé.

Les diamètres des cellules varient selon la classe granulaire des échantillons. Les cellules usuelles sont de diamètre : (50mm, 70mm, 80mm). Pour les essais qui suivent nous prendrons les cellules de diamètres 50mm et 75mm et de hauteur 19mm.

6.6. Appareillage

Les œdomètres utilisés sont à chargement par l'avant, ils se composent de :

Un moule œdométrique métallique rigide de section cylindrique ;

Un dispositif de chargement ou bâti de chargement : il doit appliquer les charges suivant l'axe du piston ;

Des jeux de masse variant de 0,5 Kg à 64 kg (pour la grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (pour la petite cellule) : ce sont des disques plats fondus ;

Un comparateur.

Appareillage d'usage courant

Une trousse coupante pour tailler l'échantillon ;

Une balance électronique de précision pour mesurer les teneurs en eau ;

Une étuve ;

Un couteau ;

Un chronomètre ;

Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

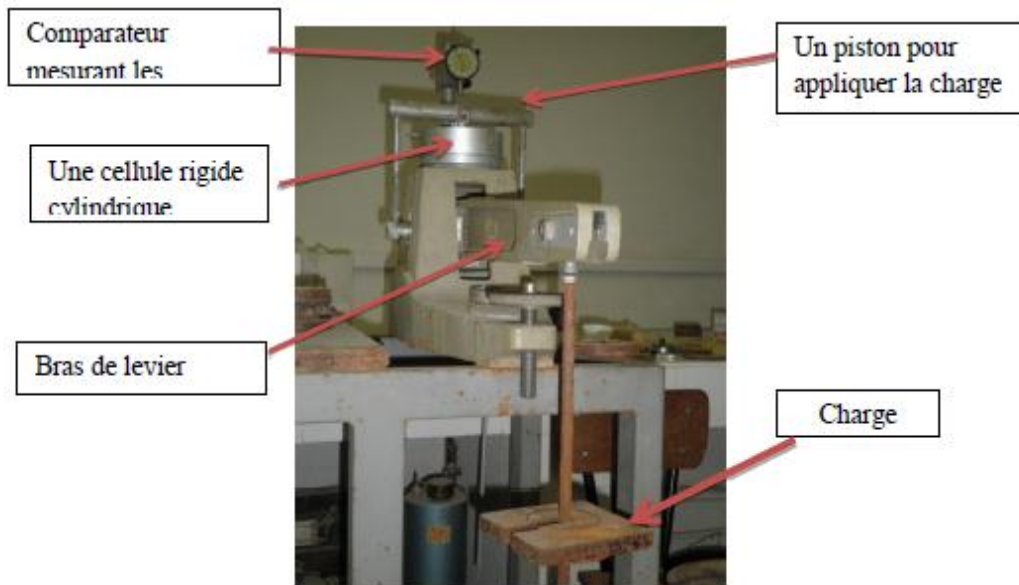


Figure 6.2. Appareillage œdométrique utilisé.

6.7. Mode opératoire

Préparation de l'éprouvette d'essai

- a) Humidifier le sol sec remanié avec une teneur en eau à l'optimum Proctor.
- b) Mettre l'échantillon dans la cellule en 3 couches, puis le densifier par une masse constante de manière à reproduire la même énergie de compactage sur tous les échantillons afin d'éviter l'influence de ce paramètre sur leur comportement (voir figures) : (b et c).
- c) Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule, comme la montre les figures (d et e).



Figure 6.3. Préparation de l'échantillon.

6.8. Déroulement de l'essai

Les principaux points du déroulement des essais œdométriques sont :

Une fois l'échantillon est prêt, le placer dans la cellule entre deux pierres poreuses.

L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.

Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures de 0,5 à 64 kg (Grande cellule) et 0,25 à 32 Kg (petite cellule).

Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 64 à 1Kg et de 32 à 0,5 Kg. La durée des paliers de chargement déchargement est de 24 heures (temps nécessaire pour la stabilité des déformations).

Pour chaque palier, effectuer sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon.

6.9. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre

L'essai œdométrique permet de déterminer

L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai et son évolution au cours de la consolidation.

Les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale, le poids volumique initial et le poids volumique du sol sec.

Les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré-consolidation.

L'indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

$$e = \frac{h - h_p}{h_p}$$

Avec : h : hauteur de l'échantillon au moment considéré ;

h_p : hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solide ;

Dans la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (1), par contre dans la seconde, elle est donnée par la relation (2)

$$h_p = \frac{m_s}{\rho_s \times S}$$

Avec : m_s : Masse de l'échantillon sec ;

ρ : Masse volumique des grains solides ;

S : section droite de l'enceinte

$$hp = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_w \times S}$$

Avec :

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon ;

m_h : Masse initiale humide de l'échantillon ;

m_s : Masse de l'échantillon sec ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau (1 g/cm³) ;

S : section droite de l'enceinte.

6.10. Paramètres d'identification

L'échantillon soumis à l'essai œdométrique sera caractérisé par les paramètres suivants :

Teneur en eau initiale de l'échantillon $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100$

Masse volumique initial du sol sec $\rho_d = \frac{m_s}{H_0 S}$

Masse volumique initial $\rho = \frac{W_h}{H_0 S}$

6.11. Caractéristiques de compressibilité

Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme $\Delta e - \log(\sigma)$ en reliant les points (e_i, σ_i) , e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge (σ_i) ; la figure (V.4) illustre l'allure d'une courbe de compressibilité $e_i = f(\sigma_i)$. La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties :

Une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

La détermination de la contrainte de pré-consolidation notée σ_p' se fait graphiquement : soit par la méthode de Casagrande ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité comme elle est représentée par la figure IV.9.

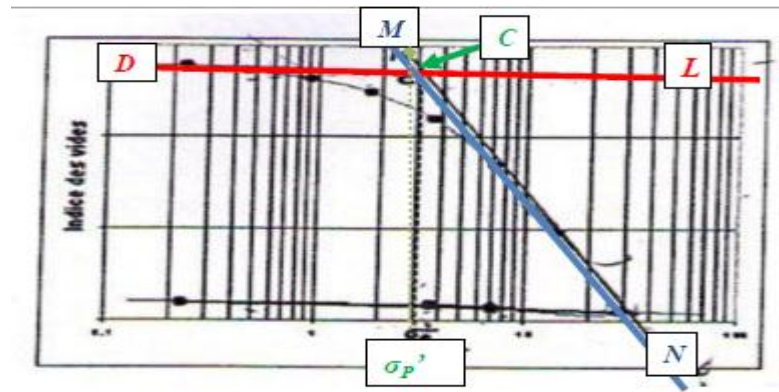


Figure 6.4. Détermination graphique de σ_P

Indice de compression et de gonflement

Indice de compression

Par définition, l'indice de compression, noté C_c , est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \left. \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log } \sigma')} \right|_{MN}$$

Indice de gonflement

Est, par définition, la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure 3 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). Notée C_g , son expression est donnée par la relation :

$$C_g = \left. \frac{\Delta e}{\Delta(\text{log } \sigma')} \right|_{DL}$$

Contrainte de pré-consolidation

Les droites DL et MN de la figure 3 se coupent au point C. La contrainte (σ) correspondant au point C est appelée « Contrainte de Pré-consolidation » et notée σ_p' .

Présentation des essais

Les essais œdométriques sont réalisés dans les conditions de l'optimum (les teneurs en eau de Proctor Normal).

L'échantillon après essai

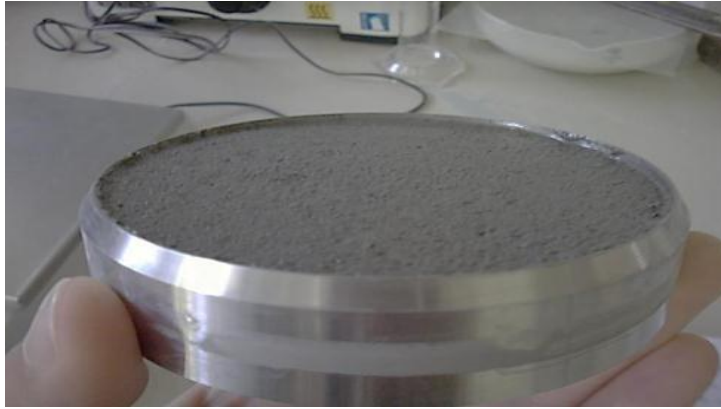


Figure 7.5. Echantillon après essai.

Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de $\log(\sigma')$

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité, il faut, en premier lieu calculer les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction de (Δh) (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants.

6.12 Expression des résultats

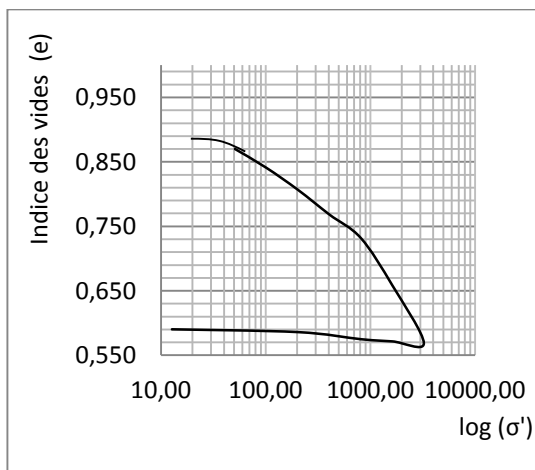


Figure 6.6. Courbe œdométrique du sable.

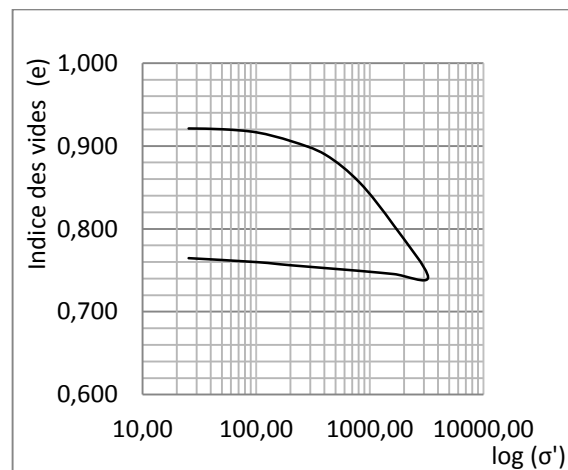


Figure 6.7. Courbe œdométrique du sable +05%verre.

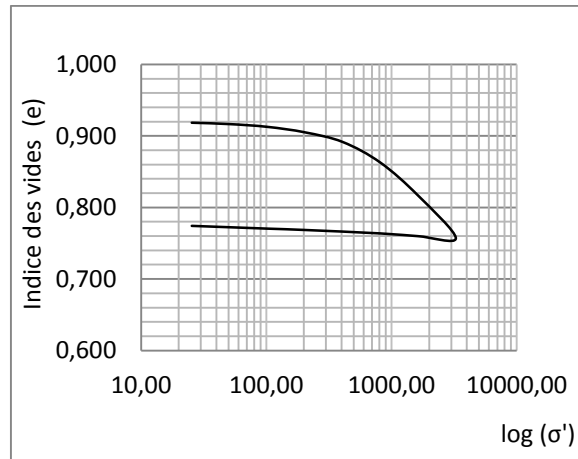


Figure 6.8. Courbe œdométrique sable +10 verre.

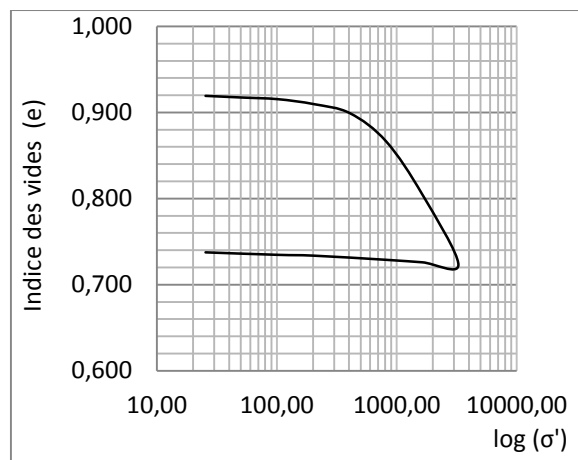


Figure 6.9. Courbe œdométrique sable +15 verre.

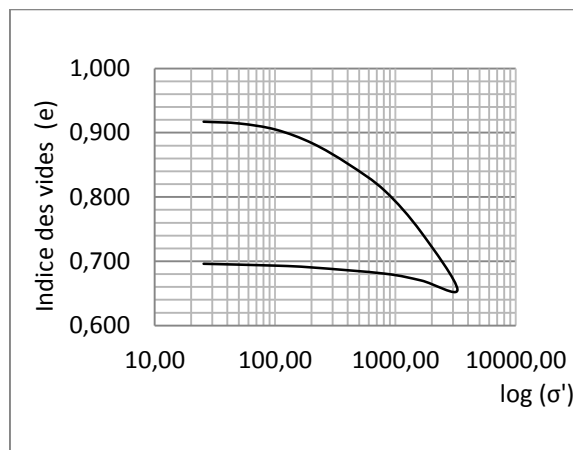


Figure 6.10. Courbe œdométrique sable + 20% verre.

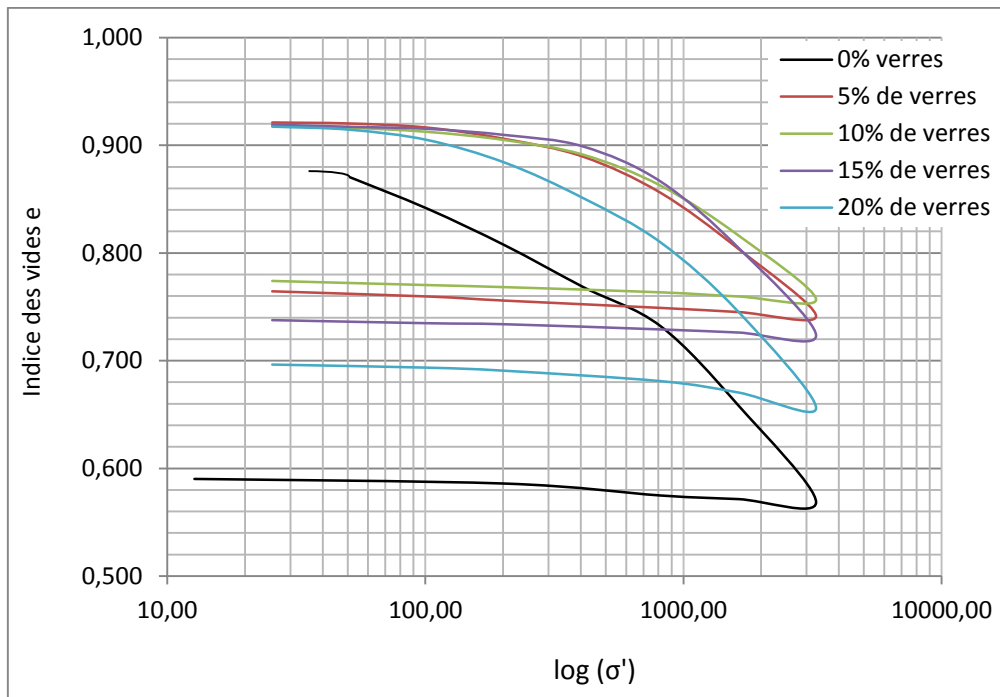


Figure 6.11. Comparaison entre les différentes courbes œdométriques.

Tableau 6.1. Résultats de l'œdomètre.		
Echantillons	C_c	C_g
Sable	0.03	0.00123
Sable + 5% verre	0.01	0.0016
Sable + 10% verre	0.006	0.004
Sable + 15% verre	0.018	0.005
Sable + 20% verre	0.026	0.006

Tableau 6.2. Classification des sols selon l'indice de compressibilité, d'après Terzaghi.

Cc	Appréciation
< 0.02	Incompressible
0.02 – 0.05	Très peu compressible
0.05 – 0.1	Peu compressible
0.1 – 0.2	Moyennement compressible
0.2 – 0.3	Assez compressible
0.3 – 0.5	Très compressible
> 0.5	Extrêmement compressible

Tableau 6.3. Classification des sols selon l'indice de gonflement, d'après Sanglerat.

Cg	Appréciation
0.04-0.25	Gonflant
0.02 - 0.04	Peu gonflant

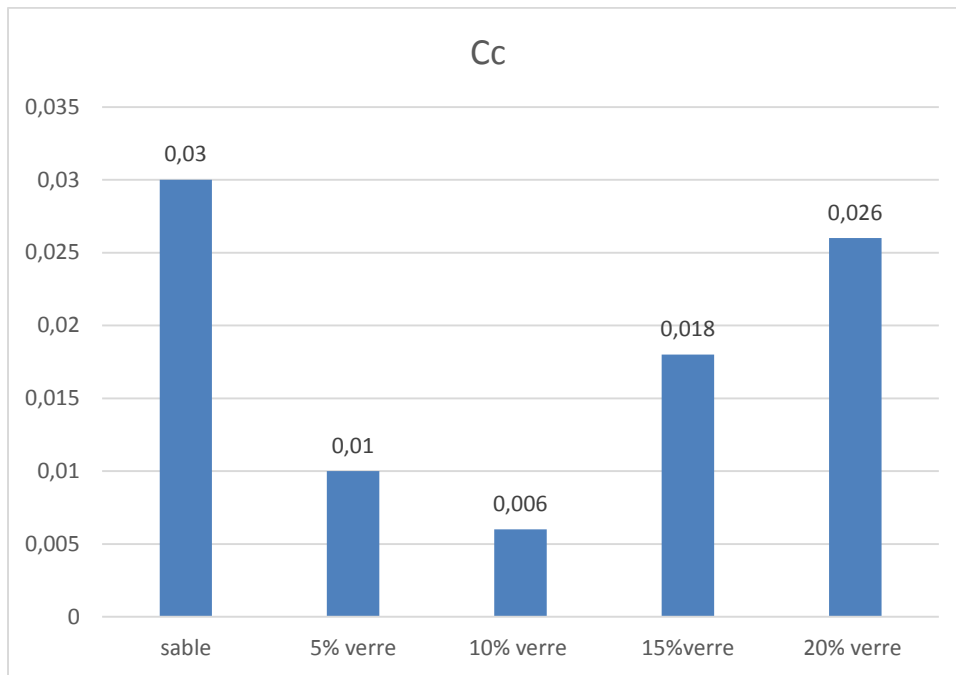


Figure 6.12. Variations de C_c en fonction des ajouts de verre.

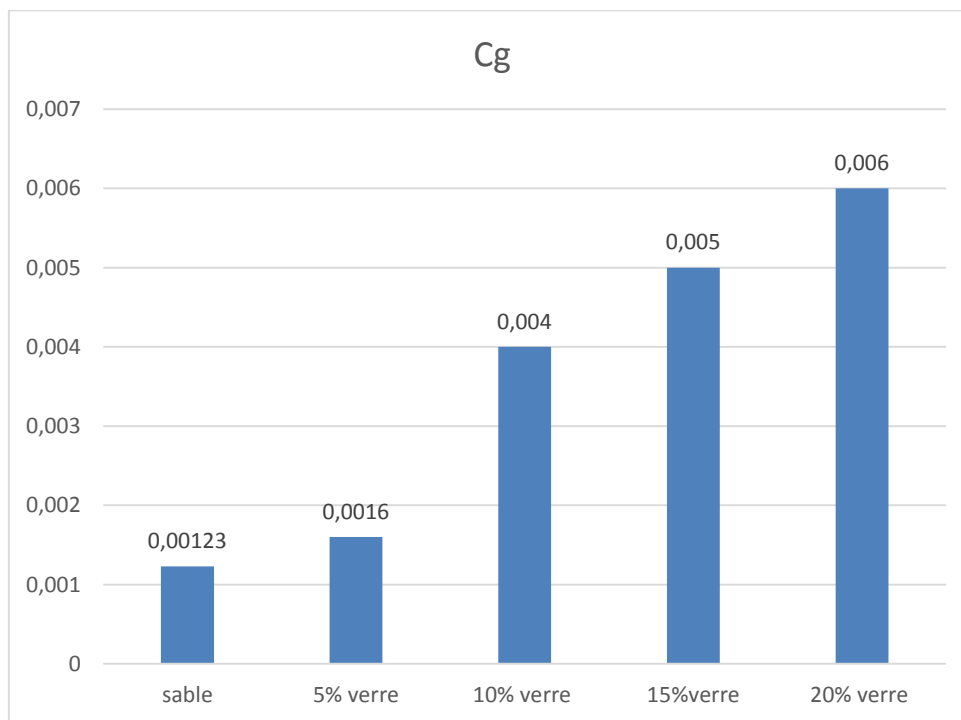


Figure 6.12. Variation de C_g en fonction des ajouts de verre.

6.13. Interprétation des résultats

Les essais de compressibilité montrent que les mélanges de sable + 05% de verre , sable+10% de verre, sable+15% de verre , ont un C_c compris inférieurs à 0.02, donc, d'après TERZAGHI (tableau 6.2), ils sont considérés incompressibles.

L'échantillon de sable + 20% de verre, présente un $C_c = 0.026$, il est considéré selon TERZAGHI comme très peu compressible.

Nous pouvons dire ainsi que, les mélanges deviennent plus stables à la compressibilité avec l'ajout de verre, notamment à des proportions ne dépassant pas 10%. Au-delà de cette proportion de verre, les mélanges manifestent une certaine compressibilité, notamment pour des proportions de verre supérieures ou égales à 20%

Les indices de gonflement obtenus sont inférieurs à 0,02, ce qui signifie que, l'ensemble des matériaux étudiés sont très peu gonflants. Néanmoins un léger gonflement (non nuisible) est constaté dans le cas des mélanges comparativement au sable seul.

6.14. Conclusion

Les essais œdométriques réalisés sur les différents échantillons, ont permis d'étudier leur compressibilité et leur gonflement en chargement-déchargement, cependant les matériaux étudiés sont très peu à peu compressibles, et très peu gonflants.

Conclusion générale

Ce travail de recherche s'inscrit dans le cadre général du recyclage et de la valorisation des matériaux recyclés dans le domaine du génie civil et des travaux publics.

Dans cette étude expérimentale, nous avons fixé pour objectifs, le recyclage et la valorisation du verre ménager, dans le domaine des travaux publics, particulièrement, dans les corps de chaussées (couches de fondations et couches de base).

Cette pratique nous permet d'une part, de se débarrasser des quantités importantes de débris générés principalement par les emballages ménagers, en particulier les bouteilles de boissons et de conserve, souvent stockées dans des décharges anarchiques, nuisibles pour l'environnement. D'autre part, le recyclage nous permet de libérer les espaces occupés par ces matériaux et de compenser le manque en granulats dont souffrent certaines régions.

Pour réaliser cette étude, sont reconstitués des mélanges de granulats routiers et de différentes proportions de débris 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, les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et les essais de compressibilité à l'œdomètre.

Les résultats obtenus à l'issue des différentes expériences réalisées au laboratoire, permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Des proportions de 10 à 20% de verre, améliorent sensiblement la densité des mélanges à des teneurs en eau réduites. Les mélanges présentent ainsi une bonne aptitude au compactage.
- L'ajout de 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, traduites par des angles de frottement interne très importants.

- Les mélanges étudiés sont très peu à peu compressibles en chargement aux essais œdométriques et pratiquement non gonflant en déchargement.

Les mélanges étudiés (granulats routiers + débris de verre) présentent ainsi des propriétés mécaniques très intéressantes pour un matériau de chaussée. 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 sous-fondation.

Cependant, il serait très intéressant de poursuivre cette étude et de la compléter par d'autres types d'essais afin de voir l'effet d'autres paramètres sur le comportement des mélanges, à savoir l'effet de la température, ... et de dépasser le stade expérimental au laboratoire pour passer au stade expérimental à l'échelle réelle sur un tronçon de route.

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 de recyclage des matériaux qui est un domaine ouvert à l'innovation, en associant les universitaires et les entreprises pour élargir de plus en plus l'emploi de ces matériaux dans d'autres domaines de construction.

Références bibliographiques

Ahmed I., 1991. Use of Waste Materials in Highway Construction, Department of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, may 1991.

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

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

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

Brunel H., 2004-2005. Cours de route département de génie civil, IUT Bourges, Université d'Orléans, année universitaire.

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

Correa A G et Quibel A., 2000. Le compactage des sols et des Matériaux granulaires, modélisation et propriété des matériaux compactés, gestion du compactage et contrôle en continu, Ecole nationale des ponts et chaussées.

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

Dyer T D et Dhir R K., 2001. Chemical Reactions of Glass Cullet Used as Cement Component, Journal of Material in Civil Engineering.

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

Guidel G., 2001. Comportement et valorisation des graves non traités calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples'' Thèse de Doctorat, Université Bordeaux, l'école doctorale des sciences physiques et de l'ingénieur.

Henry K S., 1997. Frost Susceptibility of Crushed Glass Used as Construction Aggregate, Journal of Cold Regions Engineering.

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

Jeuffroy G., 1974. Conception et construction des chaussées, Tome II '' les matériaux, les matériels, les techniques d'exécution des travaux'', 3^{ème} édition, Eyrolles.

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

Mines et Carrières., 1992. Syndicat national Canadien des producteurs de granulats de recyclage ‘Revue, Mines et Carrières- Industrie Minérale’, pp 32 à 46.

Public Works., 1994. Waste Glass Serves as Road Aggregate, Public Works, 52–53 and 94.

Raad L., 1992. Final report. Potential Utilization of Recycled Waste Glass in Alaska Pavements Transportation Research Center Institute of Northern, School of Engineering, University of Alaska-Fairbanks.

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

Rogel L et Engelke P., 1997. Glass as a Road Base Substitute, Garcla and Wright Consultant, Public Works, PP 41-46.

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

Zeyher A., 2002. Viewing the Fill as Half Glass, Idaho Transportation Department, Recycles as Road Fill, PP 12-16.