

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

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

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



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

***L'INTRODUCTION DE PLASTIQUE DANS
LES CORPS DE CHAUSSEES
(PLASTIQUE DES BOUTIELLES)***

Présenté par : Mr HAMDANI Belkacem

Devant le jury composé de :

Mr MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme BOUBRIT Hassiba	Maitre de conférence A à l'UMMTO	Promotrice.
Mr KHATTAOUI Mohammed	Professeur à l'UMMTO	Examineur.

Année : 2016/2017

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Liste des principales notations et indices

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

1.1 Introduction 4

1.2 Définition d'une chaussée 4

1.3 Constitution et rôle d'une chaussée (les différentes couches)..... 5

1.3.1Le sol support 6

1.3.2La couche de forme 6

1.3.3La couche d'assise..... 6

Couche de fondation..... 6

Couche de base 6

La couche de surface 7

La couche de liaison 7

D)couche de roulement 7

1.4 Les matériaux routiers 7

1.4.1Classification des matériaux..... 7

Les matériaux roulés 7

Les matériaux de carrière 7

1.4.2 Caractéristiques géométriques des granulats routiers	8
Etat de surface des granulats	8
Angularité des granulats	8
La forme des granulats	9
La granularité des granulats	9
1.4.3 Les matériaux utilisés dans les couches d'assise	9
Les graves non traités	9
Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques(ou liants blancs)	10
Les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés(ou liants noirs)	11
Bétons de ciment	12
1.5 Quelques analyses routières	12
1.5.1. Que se passe-t-il lorsqu'un véhicule se déplace sur un sol ?.....	12
1.5.2. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire non Liée?	13
2.5.3. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au ciment ?	14
2.5.4. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une dalle en béton de Ciment ?	16
2.5.5. Que se passe-t-il si on interpose entre le sol et la roue une couche granulaire traitée au bitume ?	16
1.6 Les différentes structures de chaussées	16
1.6.1 Les chaussées souples	17
1.6.2 Les chaussées semi-rigides des épaisseurs (ou à assise traitée aux liants hydraulique)	18

1.6.3 Les chaussées rigides(ou en béton de ciment)	19
1.6.4 Les chaussées bitumineuses épaisse.....	21
1.6.5 Les chaussées à structure mixte	21
1.6.6Les chaussées à structure inverse	22
1.7 Le dimensionnement des chaussées	23
1.7.1Facteurs à considérer dans le dimensionnement de la chaussée	23
1.7.2 Démarche et méthodes pratiques de dimensionnement	24
Démarche	24
Modélisation.....	24
Vérification de la structure	24
Méthode pratique de dimensionnement	25
1.8 Les dégradations des chaussées.....	25
Les dégradations d'arrachement.....	25
Les mouvements de matériau	26
Les fissures	27
Les dégradations de déformation	27
1.9 Conclusion.....	28

CHAPITRE II : RECYCLAGE ET MATERIAUX RECYCLES

Introduction	29
2.2. Facteurs de développement du recyclage.....	30
2.3.Les filières de valorisation	30

Valorisation de la matière.....	30
Valorisation énergétique	30
Valorisation agronomique	31
2.4 Les matériaux recyclés	31
2.5Recyclage des plastiques	32
2.6. définition du plastique	32
2.7. Classification des plastiques réutilisés et revalorisés dans le béton et mortiers.....	33
a). Polypropylène Vierge	33
b). Le plastique recyclé des résidus d'automobiles broyé	33
c). Plastique recyclé (décheté ou rappé).....	33
2.8. Types de plastique et ses déchets recyclés	33
2.9. Avantages des matières plastiques	34
2.10. Inconvénients des plastiques	35
2.11. Utilisation de déchets plastiques recyclés	35
2.12. Comment se déroule le recyclage des bouteilles en HDPE et en PET ?.....	36
2.13. Types de matière plastiques	37
2.13.1. Les élastomères	37
2.13.2. Les thermodurcissable	38
2.13.3. Les thermoplastique	39
2.14. Combien de matière plastique existe-t-il?.....	40
2.15.. Pneus usagés et déchets plastiques	40
2.16. Conclusion	41

CHAPITRE III : ESSAIS D'IDENTIFICATION ET PREPARATION DES ECHANTILLONS.

3.1 Introduction	42
3.2 Les matériaux utilisés.....	42
3.3 Essais d'identification	43
3.3.1 Teneur en eau	43
3.3.2 Les masses volumiques	43
La masse volumique sèche (ρ_d)	43
La masse volumique humide ρ_h	44
La masse volumique des particules solides.....	44
3.3.3 Indices des vides, degrés de saturation, et porosité.....	45
a) Indice des vides	45
b) Le degré de saturation	46
c) La Porosité	46
3.3.4 Équivalent de sable.....	47
3.3.5. Analyse granulométrique (NF P 94-040).....	48
➤ Granite	48
3.4 Préparation des échantillons.....	51
3.5 Conclusion.....	51

CHAPITRE IV : COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIES

4.1 Introduction	52
4.2 Définition	53
4.3 Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages.	54
4.4 Les difficultés de compactage au laboratoire	54
4.5 Paramètres influençant le compactage	54
4-5.1. Influence de la teneur en eau	55
4-5.2. Influence de la nature du sol (granulométrie)	56
4.5.3 Énergie de compactage.....	57
4.5.4 Nombres du passe du compacteur	58
4.6 Le compactage en laboratoire	58
4.7 L'essai Proctor.....	58
4.7.1 Définition	58
4.8 L'essai Proctor modifié	60
4.8.1 But de l'essai	60
4.8.2 Principe.....	60
4.8.3 Matériel utilisé.....	61
4.8.4 Mode opératoire	62
Choix du type de moule	62
Exécution de l'essai	62
4.8.5 Expression des résultats	63
4.9. Présentations des résultats	63
4.9.1. Proctor modifié	63

4.9.2 Proctor normal	73
4.10. Essais de portance CBR (Californian Bearing Ratio)	74
4.10.1 But de l'essai	75
4.10.2 Principe de l'essai.....	75
4.10.3 Mode opératoire	76
Préparation des échantillons.....	76
Exécution de l'essai	76
4.10.4 Exécution du poinçonnement	76
Détermination de l'indice CBR immédiat	76
Détermination de l'indice portant immédiat (IPI)	77
Détermination de l'indice CBR après immersion (CBR _{imm}).....	77
4.10.5 Résultats des essais.....	79
4.11. Interprétation des résultats	79
4.12 Conclusion.....	82

CHAPITRE V : ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT À LA BOITE DECASAGRANDE

5.1 Introduction	83
5.2 Notion de résistance au cisaillement	83
5.3 But de l'essai	84
5.4 Paramètres c et ϕ pour différents sols et différents types d'essais.....	85
Cas des Sols pulvérulents.....	85

Cas des Sols cohérents et frottants	85
Cas des sols purement cohérents	86
5.5 Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement	87
5.5.1 Dans les sols cohérents et flottants.....	87
5.5.2 Dans les sols pulvérulents	88
5.6 Appareillage	88
5.7 Principe de la méthode	88
5.8 Mode opératoire	89
5.9 Déroulement de l'essai	90
5.10 Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement	90
Avantage	90
Inconvénients	91
5.11 Expression des résultats	91
5.12 Présentation et discussion des résultats.....	91
5.13 Conclusion.....	99
 Chapitre VI : Essais de compressibilité à l'oedomètre	
6 .1 Introduction	100
6.2 Définition	100
6.2.1 Compressibilité.....	100
6.2.2 Consolidation	100
6.2.3 Tassement.....	100
6.2.4 OEdomètre	100
6.2.5 Courbe OEdométrique	100

6.3 Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité	101
6.3.1 Sol sur consolidé	101
6.3.2 Sol normalement consolidé	101
6.3.3 Sol sous consolidé	101
6.4 But de l'essai oedométrique	101
6.5 Principe de l'essai.....	102
6.6 Appareillage	102
6.7 Mode opératoire	103
6.8 Déroulement de l'essai	103
6.9 Caractéristiques obtenues a l'oedomètre	104
6.10 Paramètres d'identification	104
6.11 Caractéristiques de compressibilité.....	105
6.12 Expression des résultats	106
6.13 Interprétation des résultats	110
6.14 Conclusion.....	111
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	112
Références bibliographiques	

Remerciements

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

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

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

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

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

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

Dédicaces

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers et respectueux parents vraiment aucun dédicace ne serait exprimer mon attachement, mon amour et mon affection, je vous offre ce travail en témoignage de tous sacrifices et l'immense tendresse dont vous m'avez toujours su me combler.

Puisque le dieu tout puissant vous garder et vous procurer santé et bonheur.

A ma fiancée Saliha et sa famille.

A mes sœurs: Lydia et Noria.

A mes frères: Rafik et sa famille, Marzouk Boussaâd et Hamid.

A toutes mes amis.

Aux étudiants de la faculté du Génie de la construction qui m'aiment et que j'aime

Liste des principales notations et indices

w : Teneur en eau naturelle ;

M_s : Masse des particules solide ;

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

γ : Poids volumique total ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_s : Poids volumique des grains solides ;

γ_h : Poids volumique humide ;

γ_d : Poids volumique sec ;

e: Indice des vides ;

S_r : Degré saturation ;

n: Porosité ;

ρ : Masse volumique total ;

ρ_w : Masse volumique de l'eau ;

ρ_s : Masse volumique des grains solides ;

ρ_h : Masse volumique humide ;

ρ_d : Masse volumique sèche ;

V_w : Volume de l'eau ;

V_s : Volume des particules solides ;

V_a : Volume de l'air ;

V_v : Volume des vides ;

V_t : Volume total ;

W_L : Limite de liquidité ;

W_p : Limite de plasticité

I_p : Indice de plasticité ;

I_c : indice de consistance ;

C_u : Coefficient d'uniformité ;

C_c : Coefficient de courbure ;

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

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

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

PN : Proctor Normal ;

PM : Proctor Modifié ;

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

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

IPI : L'indice Portant immédiat ;

CBR : California Bearing Ratio ;

A : La section intérieure de la boîte de cisaillement ;

$\Delta H/H$: Déformation horizontale ;

σ : Contrainte normale totale ;

σ' : Contrainte normale effective ;

C' : Cohésion effective (drainée) ;

ϕ' : Angle de frottement interne effectif ;

C: Cohésion apparente ;

ϕ : Angle de frottement apparent ;

L : Longueur de la boîte de cisaillement ;

ΔL : Déplacement horizontale ;

C_c : indice de compressibilité ;

C_g : indice de gonflement ;

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon ;

h: hauteur de l'échantillon au moment considéré.

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

LCPC : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.

BCMC : Béton de Ciment Mince Collé ;

BAC : Béton Armé Continu;

GB : Grave Bitume ;

GNT : Grave Non Traitée ;

GRH : Graves Reconstituées Humidifiées ;

GTLH : Grave Traitée au Liant Hydraulique ;

GTR : Guide Technique pour la Réalisation des remblais et les couches de formes ;

Fig : figure ;

Plas : plastique ;

Liste des Figures

Chapitre I

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

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

Figure I.3 : Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol.

Figure I.4 : Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge

Figure I.5: Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel

Figure I.6: Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée au ciment reposant sur le sol naturel

Figure I.7 : Les constituants d'une chaussée souple (LCPC, 1994).

Figure I.8 : Schématisation du fonctionnement des chaussées souples.

Figure I.9 : les différentes causes d'orniérage des chaussées souples.

Figure I.10 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (LCPC, 1994).

Figure I.11: Schématisation du fonctionnement des chaussées semi-rigides.

Figure I.12: Dalles non goujonnées avec fondation.

Figure I.13: Dalles goujonnées avec fondation.

Figure I.14 : Dalles sans fondation.

Figure I.15 : Béton armé continu 1.

Figure I.16 : Béton armé continu 2.

Figure I.17 : Chaussées bitumineuses épaisses (LCPC, 1994).

Figure I.18 : Chaussées à structure mixte (LCPC, 1994).

Figure I.19 : Chaussées à structure inverse (LCPC, 1994).

Figure I.20 : Fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante.

Figure I.21 : dégradation d'arrachement (LCPC, 1998).

Figure I.22 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

Figure I.23 : L'orniérage (LCPC, 1998).

Chapitre II

Figure II.1 : Décharges anarchiques de déchets inertes.

Figure II.2 : Déroulement du recyclage des bouteilles.

Figure II.3. : Exemple de plastique élastomère

Figure II.4 : exemple de thermodurcissable

Figure II.5 : Pneus et autres déchets en caoutchouc et en plastique (www.emwelt.lu).

Chapitre III

Figure III.1. Débris de plastique des bouteilles d'eau et la granite.

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

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

Figure III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.

Figure III.5 : Courbe granulométrique des granites utilisés.

Figure III.6 : Droite $w = f(\log N)$ de granite.

Chapitre IV

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

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

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

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

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

Figure IV.6 : Courbe Proctor des Granite seuls.

Figure IV7 : Courbe granulaires des Granite seuls.

Figure IV.8 : Courbe Proctor des Granite + 1% de plastique.

Figure IV .9 : Courbe granulométrique des Granite + 1% de plastique.

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

Figure IV.11 : Courbe granulométrique des Granite + 2% de plastique.

Figure IV .12 : Courbe Proctor des Granite+ 3% de plastique.

Figure IV .13 : Courbe granulométrique des Granite+ 3% de plastique.

Figure IV .14: Courbe Proctor des Granite + 5% de plastique.

Figure IV .15: Courbe granulométrique des Granite + 5% de plastique.

Figure IV.16 : Courbe Proctor des Granite + 7% de plastique.

Figure IV.17 : Courbe granulométrique des Granite + 7% de plastique.

Figure IV.18 : Courbes Proctor comparatives des différents mélanges en fonction de la teneur en plastique.

Figure IV.19 : Évolution des densités sèches maximales en fonction de la teneur en plastique.

Figure IV .20: Évolution des teneurs en eau optimales en fonction de la teneur en plastique.

Figure IV.21 : Courbes granulaire comparatives des différents mélanges avant et après l'essai.

Figure IV.22 : courbe Proctor normale pour le granite.

Figure IV.23 : courbe granulométrique de PN pour le granite avant-après essai.

Figure IV.24 : Appareillage de poinçonnement CBR.

Figure IV.25 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

Figure IV.26. : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des IPI

Figure IV.27. Résultats des essais CBR (indice Portant immédiat : IPI).

Figure IV.28 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des CBRimm.

Figure IV.29 : Résultats des essais CBR après immersion.

Chapitre V

Figure V.1 : Courbe de contraintes-déformations.

Figure V.2 : Droite intrinsèque.

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

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

Figure V.5 : Schéma de la boîte de cisaillement

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

Figure V.7: Échantillon après cisaillement.

Figure V.8 : Courbes de contraintes-déformations granite seul.

Figure V.9 : Courbes de variations de volume granite seul.

Figure V.10 : Droite intrinsèque granite seul.

Figure V.11 : Courbes de contraintes-déformations granite seul.

Figure V.12 : Courbes de variations de volume granite seul.

Figure V.13 : Droite intrinsèque granite seul.

Figure V.14 : Courbes de contraintes-déformations granite + 3%plastique.

Figure V.15 : Courbes de variations de volume granite + 3%plastique

Figure V.16 : Droite intrinsèque granite + 3%plastique

Figure V.17 : Courbes de contraintes-déformations granite + 3%plastique

Figure V.18 : Courbes de variations de volume granite + 3%plastique.

Figure V.19 : Droite intrinsèque granite + 3%plastique.

Figure V.20 : analyse granulométrique de granite seul à optimum.

Figure V.21 : analyse granulométrique de granite a l'état saturé.

Figure V.22 : analyse granulométrique de (granite+3(%) plastique) a l'optimum.

Figure V.23 : analyse granulométrique de (granite+3(%) plastique) a l'état saturé.

Chapitre VI

Figure VI.1. Courbe œnométrique (Magnan, 2000).

Figure VI.2. *Appareillage œnométrique utilisé.*

Figure VI.3. Détermination graphique de σ_P .

Figure VI.4 : courbe de compressibilité pour la granite a l'état compacté a l'optimum.

Figure VI.5 : courbe de compressibilité pour la granite a l'état compacté sature.

Figure VI.6 : courbe de compressibilité pour la granite +3(%) plastique a l'état compacté a l'optimum.

Figure VI.7 : courbe de compressibilité pour la granite +3(%) plastique a l'état compacté sature.

Figure VI.8 : courbe comparative de compressibilité pour le granite seul.

Figure VI.9 : courbe comparative de compressibilité (granite+plastique).

Liste des Tableaux

Chapitre II

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

Tableau II.2 – Diverses utilisations des matières plastiques vierges et recyclées.

Chapitre III

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

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

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

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

Tableau.III.5 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de granite.

Tableau.III.6 : Limite de liquidité de granite.

Tableau.III.7 : Limite de plasticité de granite.

Chapitre IV

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

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

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

Tableau. IV.4 Résultats de l'essai Proctor : Granite + 1% de plastique.

Tableau .IV.5 : Résultats de l'essai Proctor : Granite + 2% de plastique.

Tableau .IV.6 : Résultats de l'essai Proctor : Granite+ 3% de plastique.

Tableau IV .7 : Résultats de l'essai Proctor : Granite + 5% de plastique.

Tableau .8 : Résultats de l'essai Proctor : Granite + 7% de plastique.

Tableau IV .9 : Évolution des teneurs en eau optimales et des densités sèches maximales en fonction de la teneur en plastique.

Tableau IV.10 : Résultats de l'essai Proctor normale pour le granite.

Tableau .11 : Résultats des essais CBR.

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

Chapitre V

Tableau V.1 : caractéristique mécaniques de cisaillement a l'état saturé.

Tableau V.2 : caractéristique mécaniques de cisaillement a l'optimum.

Tableau V.3 : caractéristique mécaniques de cisaillement (granite+3%plastique) à l'état saturé.

Tableau V.4 : caractéristique mécaniques de cisaillement (granite+3%plastique) à l'optimum.

Chapitre VI

Tableau VI.1: Classification indice de compressibilité selon Terzaghi.

Tableau.VI.2 : Classification indice de gonflement selon Sanglerat.

Tableau.VI3 : résultats de Cc et Cg pour (le Granite seul).

Tableau.VI4 : résultats de Cc et Cg pour (le granite +3(%) plastique).

Introduction générale

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

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

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

Ce mémoire cherche à mettre en évidence, la possibilité d'utiliser les débris des plastiques des bouteilles d'eau comme granulats pour les corps de chaussées (couches de fondation et couches de base). Ceci est fait à base de mélanges de granite à différentes proportions de plastiques

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

Dans ce travail, les mélanges (granites + plastique) préparés sont soumis après identification aux principaux essais mécaniques routiers, à savoir : les essais de compactage au Proctor modifié, les essais de portance avant et après immersion à la presse CBR et les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

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

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

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

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

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

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

Dans le cinquième chapitre, nous avons présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ce type d'essais permet d'étudier la résistance au cisaillement des

Différents mélanges et de déterminer les caractéristiques mécaniques c et ϕ . Sont présentés ainsi, le but et le principe de l'essai, l'appareillage, le mode opératoire, ses avantages et ses inconvénients, et enfin, les principaux résultats obtenus.

Le sixième chapitre Etudier la consolidation des matériaux utilisés, à partir de l'essai oedométrique.

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

Chapitre I

Généralités sur les chaussées

1.1. Introduction

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

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

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

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

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, et les matériaux utilisés dans les corps de chaussées.

1.2. Définition d'une chaussée

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

dans ce chapitre. La figure I.1, permet de montrer globalement le profil en travers type d'une route.

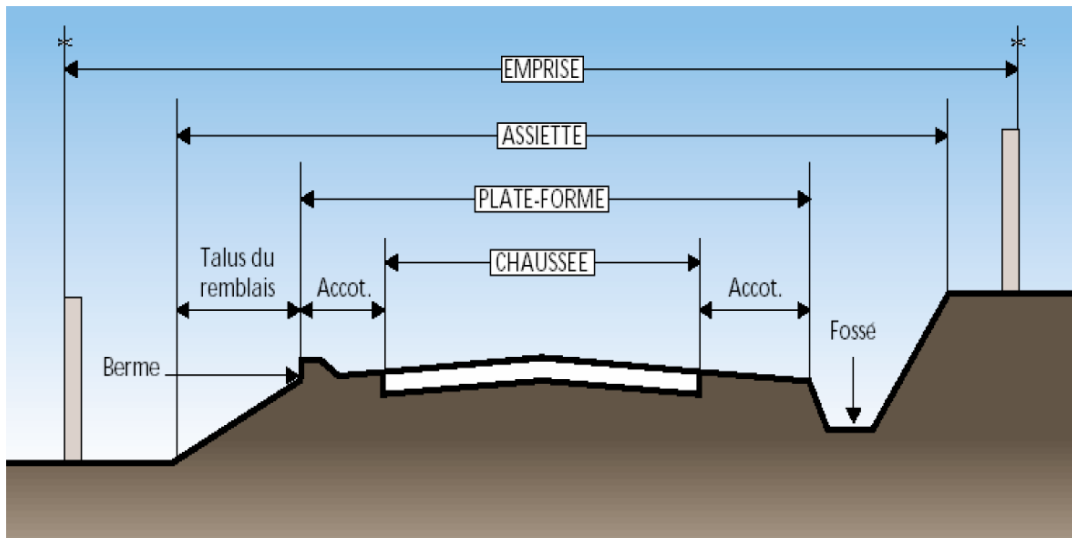


Fig I.1 : Profil en travers type d'une route (Joseph Abdo et al, 2009).

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

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

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

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

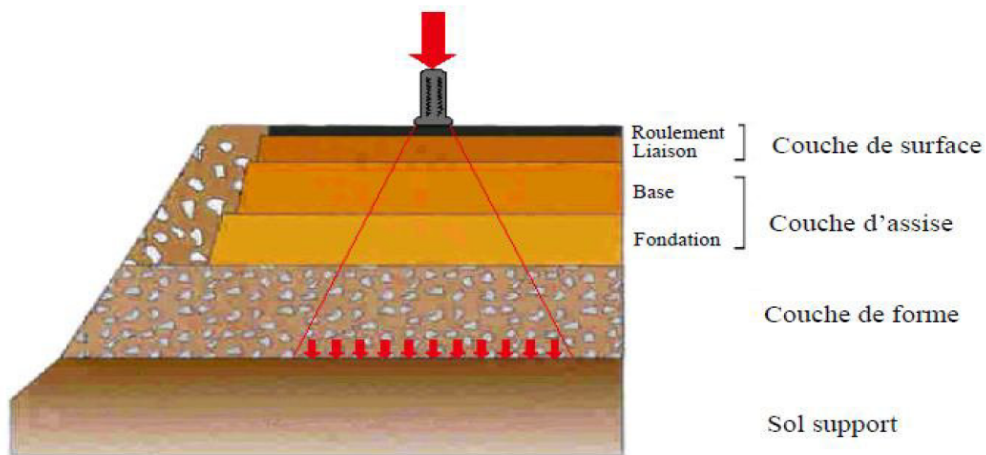


Fig I.2 : Constitution d'une structure de chaussée type (LCPC, 1994).

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

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

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

Elle a plusieurs fonctions :

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

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

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

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

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

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

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

1.4. Les matériaux routiers

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

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

- Naturelles comme les alluvions ou les formations résiduelles,

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

1.4.1. Classification des matériaux

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

a) Les matériaux roulés

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

b) Les matériaux de carrière

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

- les matériaux tout-venant de concassage.

- Les matériaux concassés à granulométrie continue.

1.4.2. Caractéristiques géométriques des granulats routiers

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

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

1. Etat de surface des granulats

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

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

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

2. Angularité des granulats

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

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

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

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

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

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

3. La forme des granulats

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

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

4. La granularité des granulats

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

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

1.4.3. Les matériaux utilisés dans les couches d'assise

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

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

1. Les graves non traités

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis les années 50, elle n'a pas cessé d'être améliorée afin de convenir à la demande actuelle. C'est un mélange à granularité

continue de cailloux, de graviers et de sables, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines. On les obtient en concassant soit des pierres naturelles, ou alors des matériaux de récupération. La grave non traités doit, évidemment, répondre à un certain nombre de conditions, pour jouer parfaitement son rôle dans la chaussée:

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

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

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

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

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

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

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

Le liant permet de rigidifier la structure du grave et donc de lui assurer de meilleures caractéristiques. Lors des premières utilisations de cette méthode, on a utilisé le ciment comme liants, puis on a sans cesse amélioré les liants permettant d'accroître leur efficacité.

Pour avoir un corps de chaussée valable qui résistera au trafic, de nombreux critères sont à prendre en compte:

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

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

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

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

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

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

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

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

4. Bétons de ciment

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

1.5 Quelques analyses routières

1.5.1. 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.1.3)

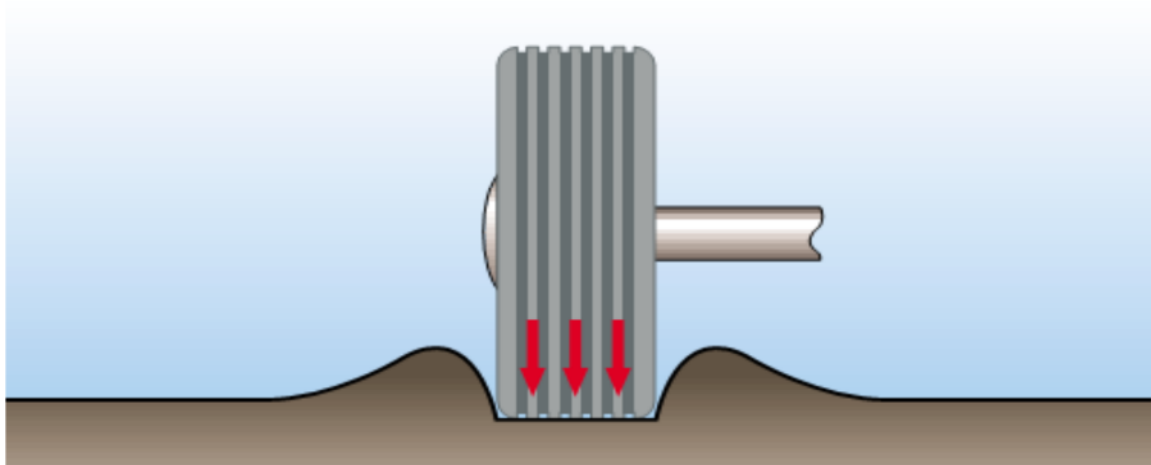


Fig 1.3 Formation d'une ornière sous l'effet d'une charge se déplaçant sur un sol.

Si le sol est porteur, il se passe deux choses imperceptibles mais qu'il faut bien comprendre (Fig. 1.3).

- 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 »

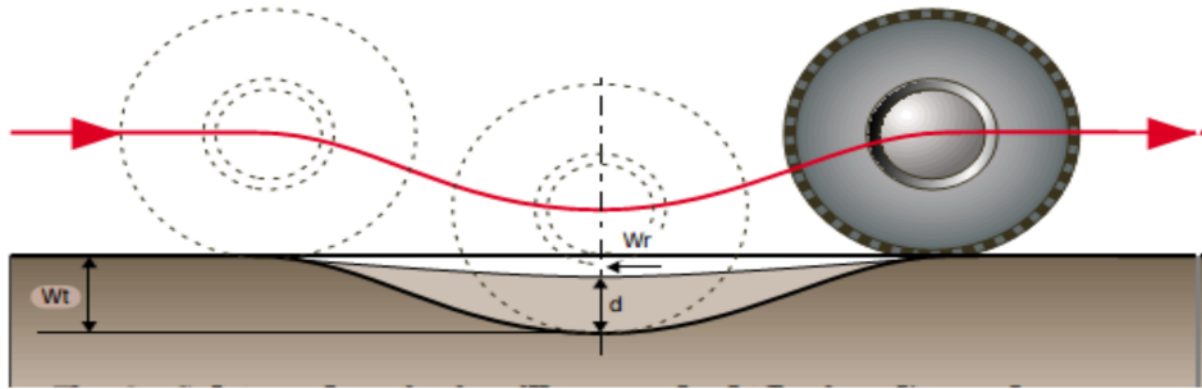


Fig.I.4 Schéma de principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge.

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 Wr qui s'accroît au fur et à mesure des passages des Véhicules et proportionnellement à leur charge.

1.5.2. 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.

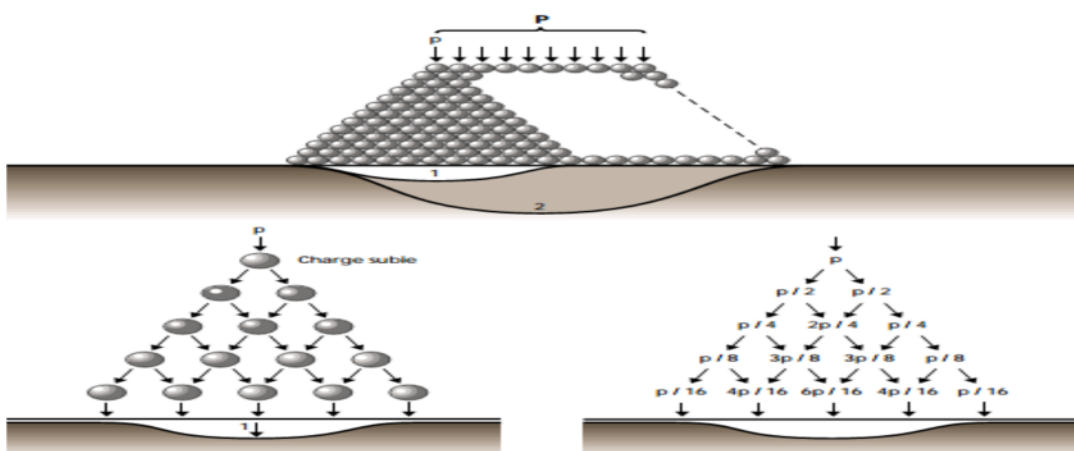


Fig.I.5 Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche non liée reposant sur le sol naturel.

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.I. 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 à 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 transmis 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. I.6).

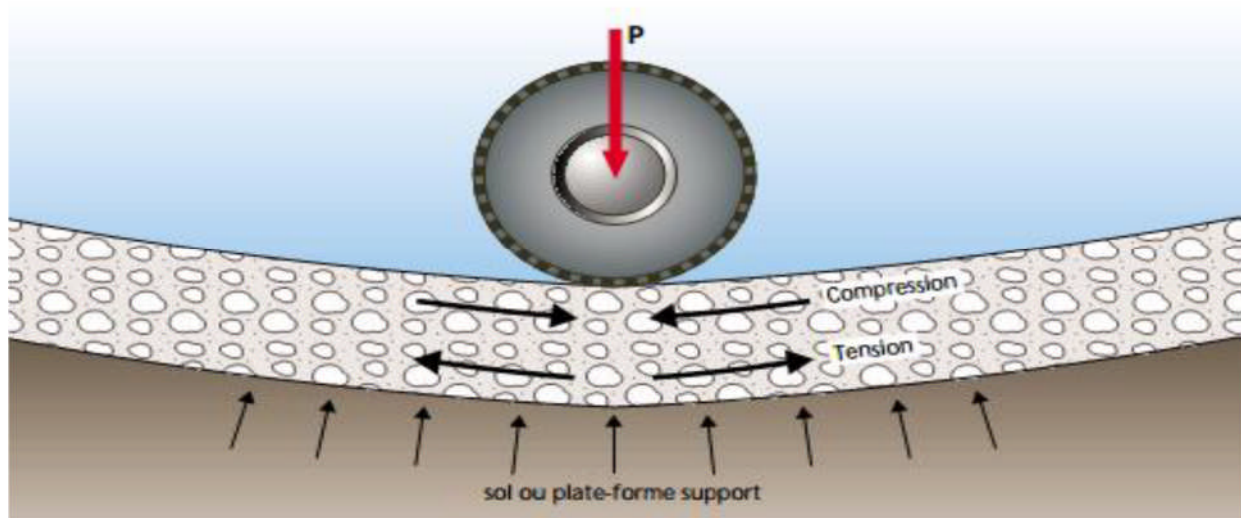


Fig I.6 Schéma de fonctionnement d'une chaussée constituée d'une couche traitée au ciment reposant sur le sol naturel

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.

1.6. Les différentes structures de chaussées :

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

1.6.1. Les chaussées souples

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

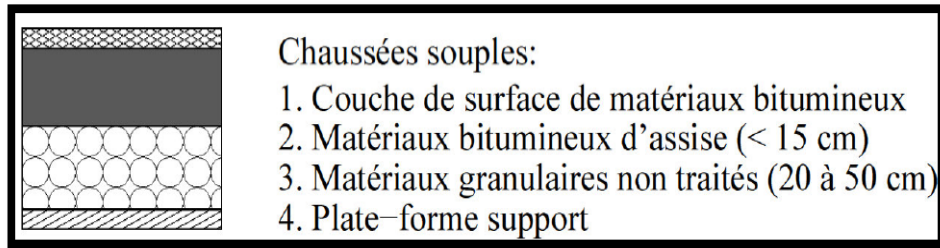


Fig I.7: Les constituants d'une chaussée souple (LCPC, 1994).

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

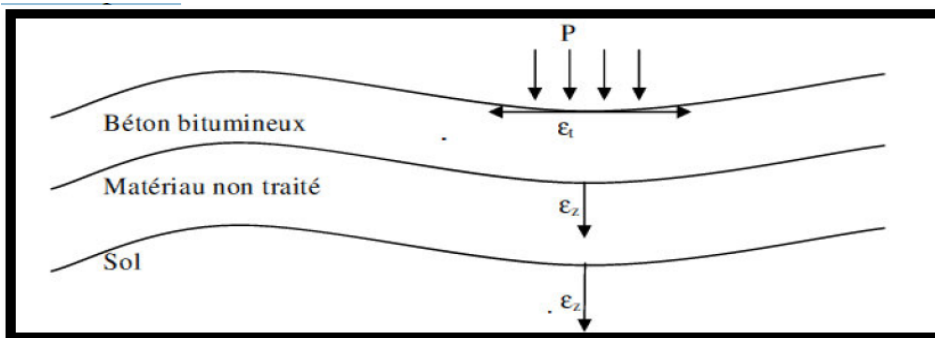


Fig I.8: Schématisation du fonctionnement des chaussées souples.

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

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

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

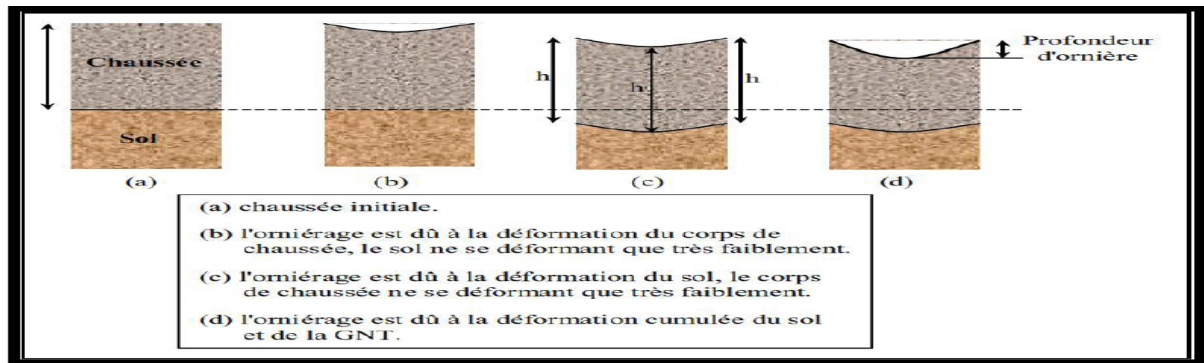


Fig I.9: Les différentes causes d'orniérage des chaussées souples.

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

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

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

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

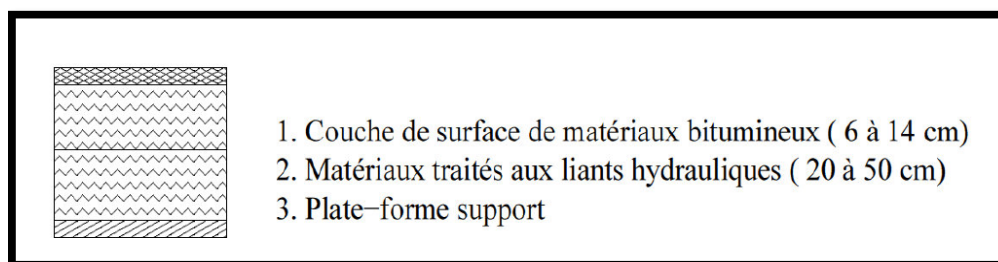


Fig I.10: Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (LCPC, 1994).

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

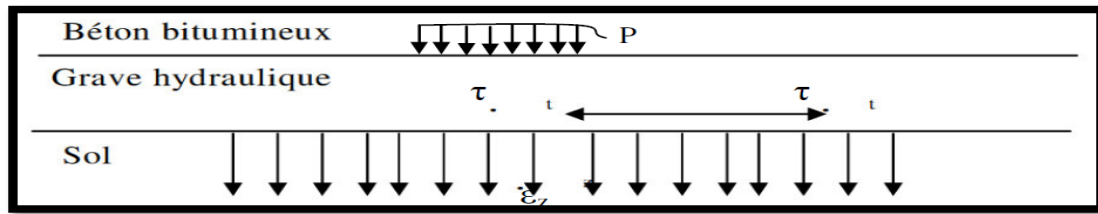


Fig I.11: Schématisation du fonctionnement des chaussées semi-rigides.

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

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

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

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

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

La couche de béton peut surmonter :

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

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

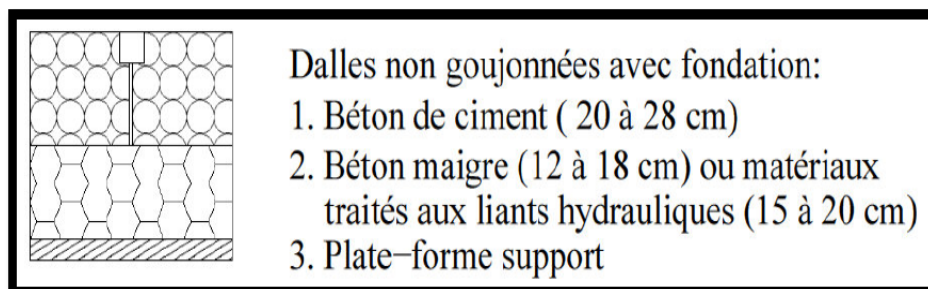


Fig I.12 : Dalles non goudronnées avec fondation.

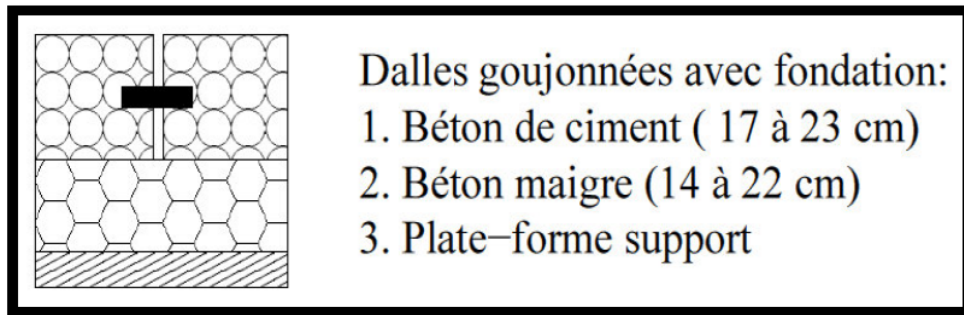


Fig I.13 : Dalles goujonnées avec fondation.

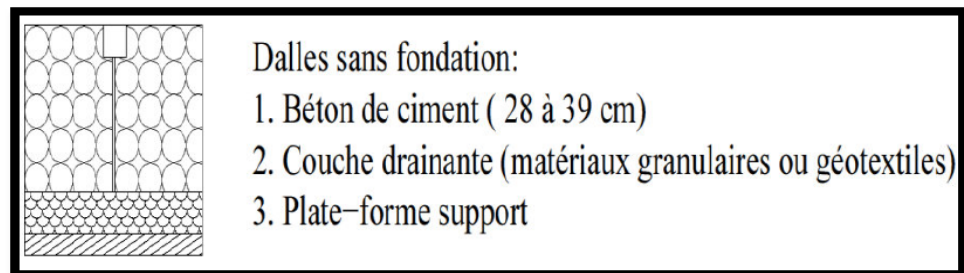


Fig I.14 : Dalles sans fondation.

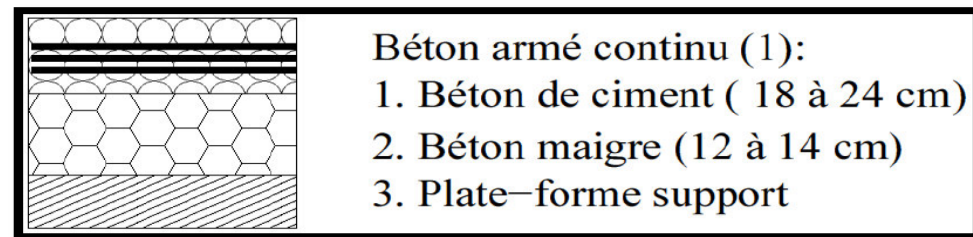


Fig I.15 : Béton armé continu 1.

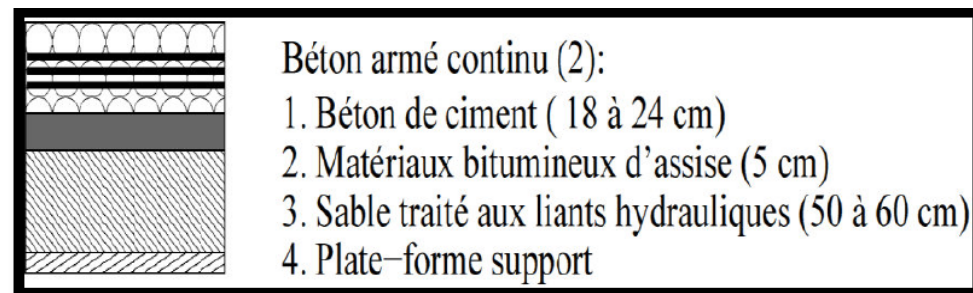


Fig I.16 : Béton armé continu 2.

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

introduisent les notions de goujon ou de béton armé continu afin d'assurer une continuité mécanique au franchissement de la fissure.

1.6.4. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse surmontée un corps de chaussée d'épaisseur comprise entre 15 et 40cm (composé d'une couche de base et une couche de fondation) en grave traitées aux liants hydrocarbonés ou hydrauliques.

Vue la différence d'épaisseur de la couche d'assise entre la chaussée simple et la chaussée épaisse, leur fonctionnement se différent.

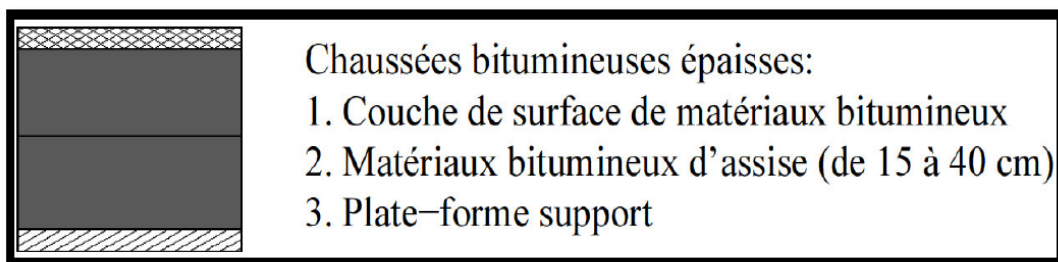


Fig I.17 : Chaussées bitumineuses épaisses (LCPC, 1994).

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

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

1.6.5. Les chaussées à structure mixte

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

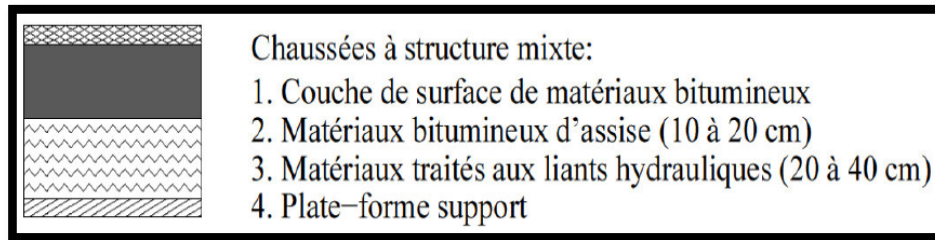


Fig I.18 : Chaussées à structure mixte (LCPC, 1994).

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

1.6.6. Les chaussées à structure inverse

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

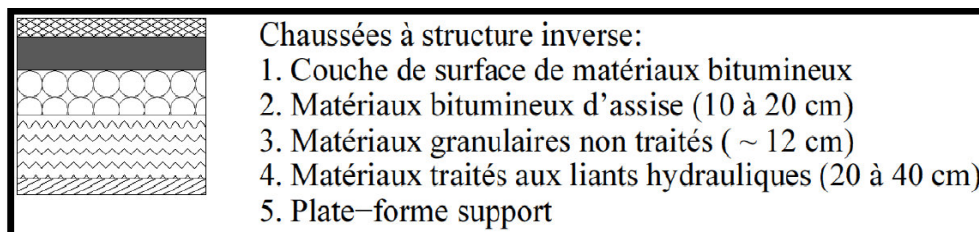


Fig I.19 : Chaussées à structure inverse (LCPC, 1994).

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

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

1.7. Le dimensionnement des chaussées

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

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

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

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

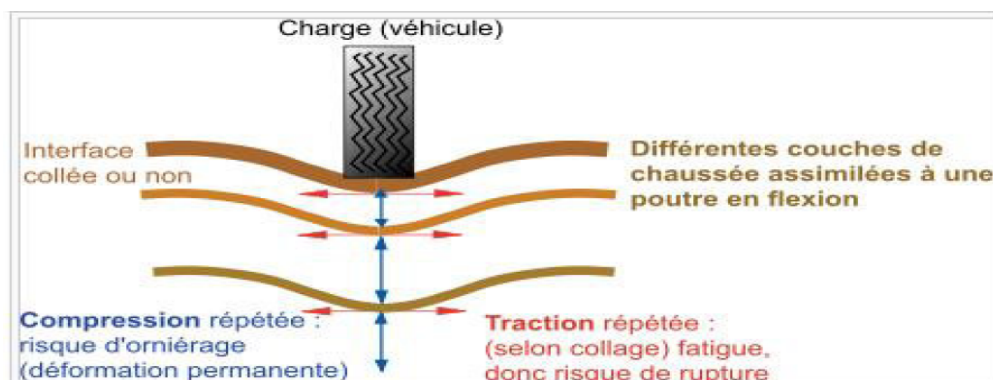


Fig I.20. Fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante.

1.7.1. Facteurs à considérer dans le dimensionnement de la chaussée

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

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

- les caractéristiques des matériaux de chaussée.

1.7.2. Démarche et méthodes pratiques de dimensionnement

a. Démarche

Différentes étapes sont à suivre :

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

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

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

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

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

6ème étape : Définition de la couche transversale de chaussée

b. Modélisation

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

c. Vérification de la structure

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

d. Méthode pratique de dimensionnement

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

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

1.8. Les dégradations des chaussées

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

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

a) Les dégradations d'arrachement

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



Fig I. 21 : Dégradation d'arrachement (LCPC, 1998).

b) Les mouvements de matériau

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

Parmi les nombreux travaux existants on peut citer pour exemple les recherches récentes de Castaneda-Pinzon et Such(2004) sur l'existence de l'eau à l'interface des couches de chaussées.



Fig I.22 : Remonté des fines : dégradation franche, significative et étendue (LCPC, 1998).

c) Les dégradations de déformation

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



Fig I.23 : L'ornièrisme (LCPC, 1998).

Ces dégradations ont plusieurs raisons, parmi lesquelles nous pouvons citer le sous-dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entraînant des contraintes verticales excessives à la surface du sol support ou des couches non traitées ; une réduction de portance du sol support par défaut de drainage ou conséquence du dégel ; un drainage ou assainissement localement défectueux ; un retrait hydrique du sol support ; des réactions physico-chimiques ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau formant des composés gonflants .

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

d) Les fissures

Avec le problème de l'ornièrisme, les fissures sont considérées comme un des plus grands modes de dégradation de chaussées. En effet leur présence associée ou non à l'eau met

en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules lourds. Le problème de fissuration peut être regardé du côté de l'endommagement des matériaux (Bodin et al. 2004) et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais sur le comportement à la fatigue et à la rupture des matériaux bitumineux (Beghin, 2003), (Maillard et al, 2003). Sur la structure de chaussée, pour un calcul de durée de vie, il est primordial de prévoir les évolutions de ces fissures.

1.9. Conclusion

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

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

Chapitre II

Recyclage et matériaux recyclés

2.1. Introduction

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

Certains procédés sont simples et bon marché mais, à l'inverse, d'autres sont complexes, coûteux et peu rentables. Dans ce domaine, les objectifs de l'écologie et ceux des consommateurs se rejoignent mais parfois divergent ; c'est alors le législateur qui intervient.

Ainsi, en particulier depuis les années 1970, le recyclage est considéré comme une activité importante de l'écologie et des conditions de vie des pays développés.

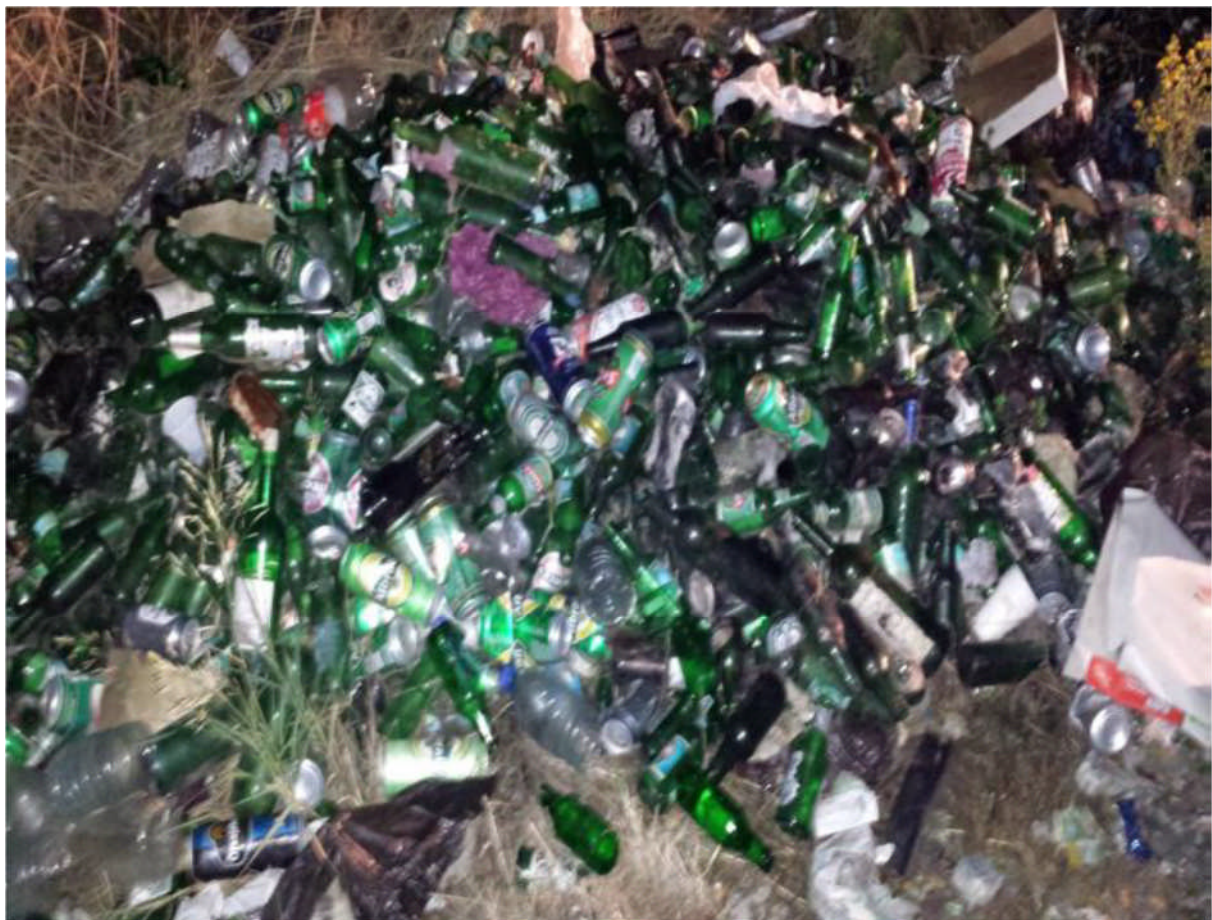


Fig II.1 : Décharges anarchiques de déchets inertes.

2.2. 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).

2.3. Les filières de valorisation

Il existe trois filières de valorisation des déchets :

a. Valorisation de la matière

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

b. Valorisation énergétique

Produire, à partir des déchets non recyclables :

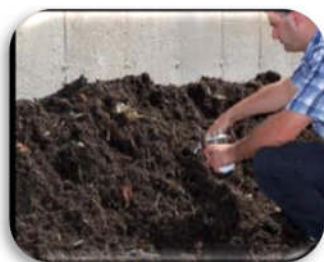
- de l'électricité et alimenter des réseaux de chauffage urbain.
- du combustible de récupération et alimenter les fours ou des centrales industrielles.

Capter à partir des déchets stockés :

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

c. Valorisation agronomique

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



Valorisation agronomique



Valorisation énergétique



Valorisation de la matière

2.4. Les matériaux recyclés

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

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

2011	244733	94	38010	81	8000	91
2012	241683	96	37571	81	9050	92
2013	244775	96	38035	83	9100	91

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

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

2.5. Recyclage des plastiques :

Le recyclage des plastiques doit être pris en considération dans tout programme de gestion des déchets plastique. En plus de la réduction des quantités des déchets plastiques dans des décharges, il peut aussi contribuer de manière significative à la conservation des matières premières pétrochimiques et l'économie d'énergie [43]. Rebeiz et Craft [41] ont rapporté qu'il y'a quelques contrainte technologiques et économiques qui limitent actuellement le recyclage complet et efficace des déchets plastiques en produits utiles qui sont:

- La contamination des déchets plastiques par d'autres matériaux tels que les déchets organique et métaux qui peuvent endommager l'équipement utilisé dans le retraitement des déchets
- les plastiques ne sont pas des matériaux homogènes tels que l'aluminium ou le papier, mais se composent d'un grand nombre de nuances avec différentes propriétés et structures moléculaires, chaque composant en plastique dans un déchets mixtes a un comportement de fusion différent, rhéologie, et stabilité thermique.
- Les mélanges de matières plastiques sont généralement non miscibles et forment des phases discrètes et insolubles dans une phase continue.
- Les stocks d'alimentation en déchets plastiques habituellement ne sont pas uniformes tout le temps.
- Les déchets plastiques ont une densité relativement basse. Par conséquent, ils sont généralement compactés ou broyés avant le transport pour réduire les coûts d'expédition.

2.6. Définition du plastique

Les plastiques sont des matériaux déformables : ils peuvent être moulés ou modelés facilement, en général à chaud et sous pression. Leur facilité de mise en forme, résistance aux

chocs, aux variations de température, à l'humidité, aux détergents,... les rendent utiles dans tous les domaines : emballage, bâtiment, automobile, électricité, etc.

2.7. Classification des plastiques réutilisés et revalorisés dans le béton et mortiers:

a). Polypropylène Vierge :

Les fibres de polypropylène vierge de 19 de longueurs, 12 et 6 mm

b). Le plastique recyclé des résidus d'automobiles broyé

Résidus broyés d'automobiles composé essentiellement plastiques mixtes et certains en caoutchouc, avec une dimension maximale des particules de 19 mm ils sont sous forme de flocons.

c). Plastique recyclé (décheté ou rappé)

La matière plastique recyclée (déchetée) est produite par broyage du plastique obtenu à partir de la récupération des plastiques mélangés, le processus donnant des flocons planes de plastique avec une dimension maximale de 25 mm (1 pouce). Zoo rob et Suparma.[40] ont rapportés sur les propriétés physiques du plastique réutilisé (polyéthylène à basse densité, PEBD), qui sont données dans des détails du tableau I.5. Des détails sur les propriétés d'un système de renforcement discret du matériau vierge et recyclé utilisé dans le béton par Soroushian et al. [14] sont donnés dans le tableau I.6.

2.8. Types de plastique et ses déchets recyclés

Les quantités des plastiques consommés annuellement partout dans le monde a connu un développement phénoménal. Ses caractéristiques particulièrement faciles à utiliser, flexibilité unique, facilité de fabrication ajoutée à son immense efficacité et longévité sont les raisons principales d'une telle croissance astronomique. Outre sa large utilisation dans les emballages, les applications industrielles, les matières plastiques sont également largement utilisés dans les systèmes de livraison médicaux, implants artificiels et des applications de soins sanitaire, préservation et distribution alimentaire, application dans le bâtiment, la communication et l'industrie électronique, ...etc.

Le Tableau II.2 détaille les utilisations des matières plastiques et les plastiques recyclés [33].

Nom du plastique	Description	Certaines utilisations du plastique vierge	Certaines utilisations des plastiques fabriqués à partir des déchets plastiques
Polytétrafluorure d'éthylène (PET)	Plastique clair et dur, peut être utilisé pour en faire des fibres	Bouteilles pour boissons gazeuses et eaux minérales, rembourrage pour sacs de couchage et oreillers, fibres textiles	Bouteilles de boissons gazeuses, bouteilles de détergent (multi-couches), film transparent pour emballage, fibres de tapis, vestes laineuses
Polyéthylène Haute Densité (PEHD)	Plastique très fréquent, habituellement blanc ou coloré	Sacs à provisions, sacs de congélation, Bacs à compost, bouteilles de détergent, caisses mobiles, ondulée, bouteilles de lait et de crème, poubelles, tuyaux agricoles, palettes, caisses de recyclage, bouteilles de shampooing et produits de nettoyage, caisses de lait	Bouteilles de jus, douilles d'ampoules, tubes, Bouteilles de détergent, tuiles, tuyaux et raccords
Polychlorure de vinyle non plastifié (UPVC)	Plastique dur et rigide peut être clair	et raccords de plomberie de plomberie	
Polychlorure de vinyle plastifié	Plastique souple, clair et élastique	Tuyaux d'arrosage, semelles de chaussures, sacs et tubes pour prélèvement de sang	Tuyaux flexibles d'intérieur, sols industriels
Polyéthylène à basse densité (PEBD)	Plastique mou et flexible	Couvercles des pots de crème glacée, sacs à ordures, poubelles, feuilles de plastique noir	Film pour l'industrie du bâtiment, les papeteries, l'industrie de l'emballage, sacs
	Plastique dur, mais souple	Pots pour crème glacée, sacs de chips, palettes pour boissons, récupération pour le recyclage, usinage sans fins	Bacs de compost, caisses aux bords des trottoirs de boîtes et emballage alimentaire
Polypropylène (PP)	nombreuses utilisations		
Polystyrène (PS)	Plastique rigide et fragile, peut être clair et vitreux	Pots de Yaourt, couvercles en plastique, imitation de cristal « verrerie »	Pinces à linge, cintres, accessoires de bureau, bobines, règles, boîtes de cassette vidéo / CD
Polystyrène Expandé (PSE)	Mousseux, léger, absorbant l'énergie, isolant thermique	Gobelets pour boissons chaudes, plats à emporter et récipients de nouritures, plateaux pour charcuteries, emballage	

Tableau II.2 – Diverses utilisations des matières plastiques vierges et recyclées.

2.9. Avantages des matières plastiques

La croissance de l'utilisation du plastique est due à ses propriétés bénéfiques, qui comprennent:

- Polyvalence extrême et sa capacité d'adaptation pour répondre aux besoins techniques spécifiques.
- Un poids plus léger que les matériaux concurrents réduisant ainsi la consommation de carburant pendant le transport.

- Bonne sécurité d'hygiène pour les emballages alimentaire.
- Longévité et durabilité.
- Résistance aux produits chimiques, à l'eau et à l'impact.
- Excellentes propriétés d'isolation thermique et électrique.
- Coût de production relativement bas.
- la capacité de combiner avec d'autres matériaux comme l'aluminium, du papier, adhésifs.
- Matériau de choix pour l'utilisation de tous les jours, style de vie humain et matière plastique son actuellement inséparables.

2.10. Inconvénients des plastiques

La production du plastique comprend également l'utilisation des produits chimiques potentiellement nocifs, qui sont ajoutés comme stabilisateurs ou colorants. Beaucoup d'entre eux n'ont pas subi une évaluation des risques environnementaux et leur impact sur la santé humaine et l'environnement, sont actuellement incertain, à titre d'exemple les phtalates, qui humaine et l'environnement, sont actuellement incertain, à titre d'exemple les phtalates, qui il y a eus des soucis que ces phtalates peuvent être libérés quand ces jouets sont sucés (contact avec la salive). Des évaluations des risques sur les effets des phtalates sur l'environnement sont actuellement menées. L'élimination des produits plastiques contribue également de manière significative sur leur l'impact environnemental, Parce que la plupart des plastiques prennent beaucoup de temps pour se décomposer, probablement pouvant aller jusqu'à des centaines d'années, bien que personne ne sache avec certitude que les plastiques ne durent pas longtemps quand ils sont mis en décharge.

Avec de plus en plus de produits plastiques, en particulier les emballages, étant débarrassé peu de temps après leur achat, les espaces d'enfouissement requis pour les déchets plastiques sont une préoccupation croissante.

2.11. Utilisation de déchets plastiques recyclés

Les applications et l'utilisation des plastiques sont étendues. Certains articles en plastique tels que les emballages alimentaire deviennent des déchets juste après leurs achats. D'autres articles en plastique peuvent être réutilisés plusieurs fois. La Réutilisation des plastiques est préférable au recyclage car elle consomme des quantités moindres d'énergie et des ressources.

Aux États-Unis, 80% des déchets plastiques post-consommation sont envoyés à la décharge, 8% sont incinérés et seulement 7% sont recyclés [37]. En plus de la nécessité de réduire les quantités des déchets en plastique par élimination, la réutilisation et la revalorisation du

plastique peut avoir plusieurs autres avantages:

- Conservation des énergies fossiles non-renouvelables, la production en plastique utilise 8% de la production mondiale du pétrole dont 4% comme matière première et 4% au cours de la fabrication.
- Réduction de la consommation énergétique.
- Réduction des déchets solides mis en décharges.
- Réduction des émissions du dioxyde de carbone (CO₂), l'oxyde d'azote (NO) et du dioxyde de soufre (SO₂).

2.12. Comment se déroule le recyclage des bouteilles en HDPE et en PET ?

- **Séparation**

Les balles compactées en provenance du centre de tri contiennent exclusivement des bouteilles en HDPE ou en PET. Ces dernières sont triées par couleur. Après inspection, les bouteilles sont séparées mécaniquement.

- **Prélavage (uniquement pour le PET)**

Les bouteilles sont ensuite lavées à l'eau chaude pour éliminer les impuretés, les étiquettes et la colle. Lors de cette phase, environ 60% des étiquettes sont retirées.

- **Tri**

Lors du recyclage des bouteilles en PET, les matériaux étrangers (métaux, cartons à boissons, autres types de plastiques) sont éliminés. Le tri peut être automatisé (détecteurs de métaux, infrarouge, laser, etc.) ou manuel. Chez le recycleur de HDPE, seuls les métaux sont éliminés lors de cette phase.

- **Broyage**

Les bouteilles sont broyées en paillettes ou 'flakes' de 8 mm à 12 mm.

- **Lavage par friction**

Les paillettes sont frictionnées dans des machines à laver pour éliminer les restes de colle, de papier et d'impuretés.

- **Flottation**

La flottation est un moment crucial dans le processus de recyclage du plastique. Les paillettes sont plongées dans de l'eau à densité moyenne (1.000 kg/m³). Les matériaux plus denses (PET, PVC, métaux,...) coulent, tandis que les matériaux moins denses que l'eau (HDPE, PP, EPS,...) flottent. Cette technique résulte toujours en 2 fractions. Le recycleur de PET l'utilise

pour séparer les bouteilles en PET des étiquettes et bouchons en HDPE ou PP. Le recycleur de HDPE n'utilise, quant à lui, que la partie flottante des matériaux.

- **Essorage et séchage**

Les paillettes sont essorées et séchées, puis stockées. Si le plastique recyclé est destiné à des applications alimentaires, il subit souvent un nouveau cycle de tri et d'assainissement, en vue d'obtenir une qualité irréprochable.

- **Fonte**

Les paillettes sont fondues. Lors de cette phase, qui génère une grande quantité de gaz, le plastique est filtré pour une dernière purification. Au final, le processus permet de créer des granulés prêts à être employés dans de nouveaux produits.



Fig II.2 : Déroulement du recyclage des bouteilles .

2.13. Types de matière plastique

On peut classer la centaine de matières plastiques de différentes manières, par exemple en fonction de leur origine ou de leur parenté chimique.

Ce qui nous intéresse ici est de savoir quelles matières plastiques se prêtent à la fabrication de tuyaux, accessoires et plaques (ce sont souvent aussi des accessoires pour conduites) et de connaître les produits finis ou semi-finis utiles dans notre travail. Sur la base de leur structure, on distingue trois types:

- les élastomères,
- les thermodurcissables,
- les thermoplastiques.

2.13.1. Les élastomères

Il s'agit du nom générique de tous les types de caoutchouc et matériaux caoutchouteux. Les caoutchoucs sont dans l'ensemble assez souples et servent donc à la confection de tuyaux flexibles. Les élastomères sont très utiles comme éléments de conduites

et structures: garnitures, joints d'étanchéité, joints toriques et autres comme l'EPDM (caoutchouc éthylène-propylène).



Fig II.3. : Exemple de plastique élastomère

2.13.2. Les thermdurcissable

Ce terme est, lui aussi, dérivé du grec ancien «thermos» qui signifie chaleur. Les matières plastiques thermdurcissables durcissent donc après échauffement. Dans la définition des matières plastiques, nous disions qu'un façonnage plastique se produit à tout le moins une fois. Et telle est la propriété des thermdurcissables: lors du façonnage, ils ramollissent, deviennent parfois presque liquides, et sont mis en forme; après refroidissement, cette forme devient rigide et assez dure.

Autre caractéristique: après tout échauffement ultérieur, ils ne peuvent plus être rendus malléables. Vous aurez tout de suite compris qu'en matière de tuyaux, les matières plastiques thermdurcissables ne sont pas vraiment appropriées. Elles sont toutefois utilisées comme conduites de refoulement dans le secteur chimique, qui exigent non seulement une résistance chimique élevée mais également une bonne résistance à la pression.

Les thermdurcissables se présentent généralement en diamètres de 400 mm, de 500 mm et plus, Pour des pressions supérieures à 10 bars. En effet, pour les pressions jusqu'à 10, voire 16 bars, les tuyaux en PVC (polychlorure de vinyle), PE (polyéthylène) et PP (polypropylène) jusqu'à + Ø 500 mm sont bien adaptés et plus intéressants que le thermdurcissable polyester et époxy. Ces derniers sont, à diamètre supérieur, meilleur marché. Les tuyaux thermdurcissables sont donc fabriqués sous la forme de tuyaux plastiques armés. L'armature se compose généralement de fibres de verre et de fibres de verre tissées.

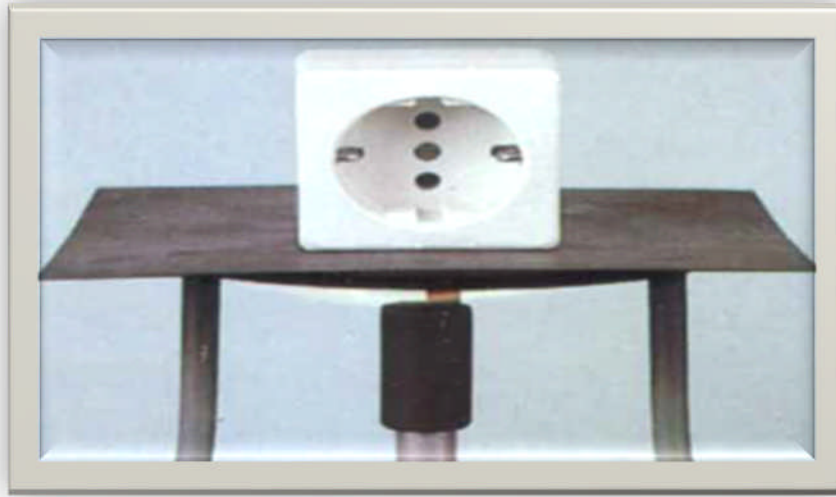


Fig. II.4 : exemple de thermodurcissable

2.13.3. Les thermoplastique

Ce sont, de loin, les matières plastiques les plus intéressantes pour l'installateur. Les thermoplastiques ramollissent après chaque échauffement et durcissent après chaque refroidissement. Ils sont d'autant plus durs que leur température est faible; certains sont même aussi cassants que le verre.

A l'état malléable, on peut les façonner à moindre frais et moindre effort; il suffit de les laisser refroidir dans la forme voulue pour qu'ils la conservent.

Si on les chauffe une nouvelle fois, ils reprennent automatiquement leur état initial. On parle de «mémoire» des matières thermoplastiques.

C'est intentionnellement que nous avons fait allusion au verre. Il n'existe cependant aucune matière plastique aussi cassante que le verre à température normale. Ne vous y trompez donc pas. Mais lors de la transition de l'état dur à l'état très malléable, par échauffement, le matériau passe par une phase dite de vitrification, ou phase de transition verre/caoutchouc.

Les thermoplastiques ne fondent pas à proprement parler comme les métaux. On ne peut donc pas les couler. On obtient tout au plus un état de caoutchouc mou, stade auquel certains thermoplastiques se décomposent déjà. Les températures de ramollissement sont assez basses: entre 100 et 300 °C. Les thermoplastiques sont d'autant moins rigides que la température est élevée. Leur fécondabilité est supérieure à celle des métaux et on peut aisément les souder.

2.14. Combien de matière plastique existe-t-il?

A l'instar des alliages en métaux que l'on réalise en mélangeant plusieurs métaux, il est possible de fabriquer, à partir de deux ou trois matières plastiques, de nouvelles matières plastiques appelée copolymères.

L'ABS, c'est-à-dire l'acrylonitrile-butadiène-styrène, en est un exemple.

Par la copolymérisation des deux premiers éléments avec le styrène, on obtient une matière de qualité supérieure au simple polystyrène: l'ABS résiste beaucoup mieux aux chocs et aux températures élevées. Il intervient dans la fabrication des réfrigérateurs, des automobiles et, dans une moindre mesure, des systèmes de conduites.

Le PS (polystyrène) simple est assez friable, aussi constitue-t-il l'une des matières plastiques les plus utilisées dans le monde entier (isolation, emballage, etc.).

2.15.. Pneus usagés et déchets plastiques

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

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

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



Fig II.5 : Pneus et autres déchets en caoutchouc et en plastique (www.emwelt.lu).

2.16. Conclusion

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

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

Chapitre III

Essais d'identification et préparation des échantillons

3.1. Introduction

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

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

3.2. Les matériaux utilisés

Dans le travail réalisé, les mélanges étudiés sont composés de deux matériaux essentiels, à savoir les granulats routiers naturels (granite) et les débris de plastique des bouteilles d'eau industriels (figure III.1).



Fig .III.1. Débris de plastique des bouteilles d'eau et la granite

3.3. Essais d'identification

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

3.3.1. Teneur en eau (w)

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

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

Matériau	w (%)
Granite	2.27

Interprétation des résultats

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

3.3.2. Les masses volumiques

a) La masse volumique sèche (ρ_d)

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

$$m = 88.59\text{g}$$

$$\text{Le volume du moule : } V = 36.24 \text{ cm}^3$$

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

$$\rho_d = \frac{88.59}{36.24} = 2.44(\text{g/cm}^3)$$

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

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

b) La masse volumique humide ρ_h

On a: $w = 2.27\%$,

$$\rho_h = \rho_d \times (1 + w) = 2.44 \times (1 + 0.0227)$$

$$\rho_h = 2.49 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

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

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

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

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

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

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(g/cm³).



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

Le résultat de notre essai est le suivant :

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

m_1 : masse de l'échantillon = 1435.1 g

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

$$\rho_s = \frac{1435.1}{(1435.1 + 3502.3) - 4386.9}$$

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

3.3.3. Indice des vides, degré de saturation et porosité

a) Indice des vides

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

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

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

Ce qui nous donne l'indice des vides suivant : $e = 0.14$

b) Le degré de saturation

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

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

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

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

Ce qui donne Le degré de saturation suivant : $S_r = 45\%$

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

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

c) La Porosité

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

$$n = V_v / V$$

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

Ce qui nous donne une porosité de $n = 0.45$ ou bien $n = 45\%$

Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats d'essais d'identification.							
	w (%)	ρ_d	ρ_h	ρ_s	Sr	e	n
Granite	2.27	2.44	2.5	2.78	45	0.14	0.1228

Interprétation des résultats

Les granites étudiés présentent une teneur en eau faible. et un degré de saturation et un indice des vides moyenne.

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

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

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

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

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



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

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

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

Dans notre cas : $ES = (7.9/12.8)*100 = 61.72\%$

$ES > 60 \longrightarrow$ Sable légèrement argileux.

SE	Nature et qualité du sable
SE<60	Sable argileux - Risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité
$60 \leq SE < 70$	Sable légèrement argileux - de propreté admissible pour béton de qualité quand ou ne craint pas particulièrement de retrait
$70 \leq SE < 80$	Sable propre - à faible pourcentage de fines argileuses Convenant Parfaitement pour les bétons de haute qualité.
SE >80	Sable très propre - l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

3.3.5. Analyse granulométrique (NF P 94-040)

➤ Granite

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

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



Fig III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.

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

Le résultat de l'analyse granulométrique par voie sèche du granite utilisé est présenté sur le tableau suivant

Tableau.III.5 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de granite

Diamètre de tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0.00	0.00	0.00	100
16	658.2	658.2	18.28	81.72
12.5	557.9	1216.1	33.78	66.22
10	668.6	1884.7	52.35	47.65
5	609.3	2494	69.27	30.73
2	478.5	2972.5	82.56	17.44
1.6	345.1	3317.6	92.15	7.85
1	242.5	3560.1	98.89	1.11

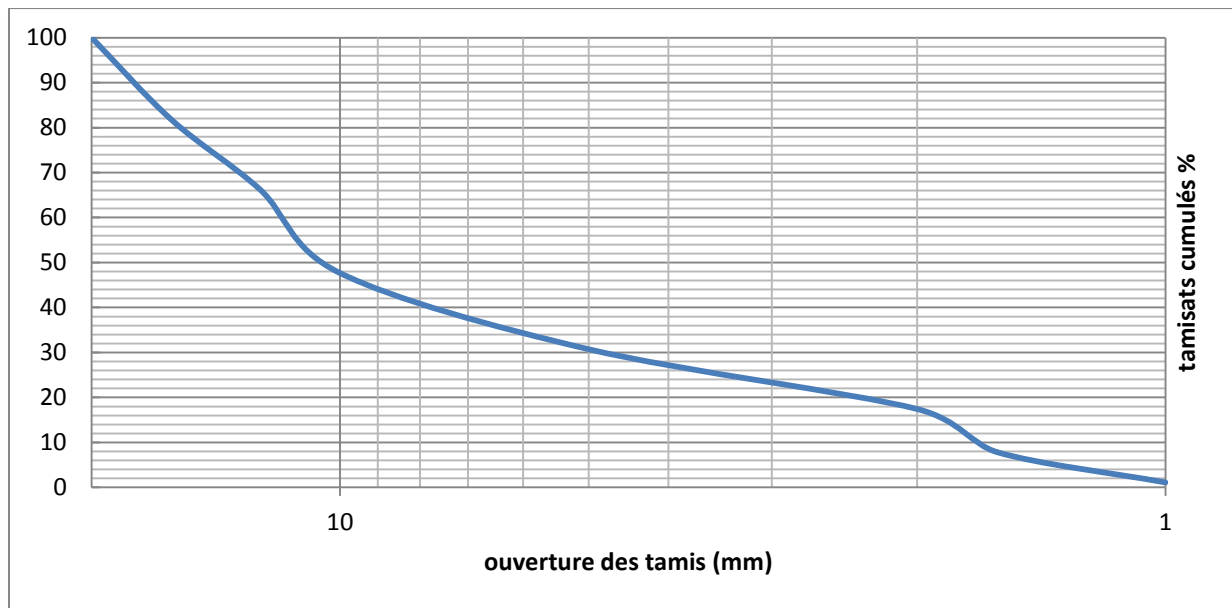


Fig III.5 : Courbe granulométrique des granulats routiers utilisés.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{11.32}{1.78} = 6.36 \quad C_u > 5 \rightarrow \text{granulométrie étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} = \frac{(4.88)^2}{(1.78) \cdot (11.32)} = 1.18 \quad 1 < C_c < 3 \rightarrow \text{mal graduée}$$

3.4. Préparation des échantillons

Les échantillons ont été préparés selon les proportions en granite et en plastique des bouteilles suivantes :

Échantillon 1 : Granite seuls.

Échantillon 2 : Granite + 1% de plastique.

Échantillon 3 : Granite+ 2% de plastique.

Échantillon 4 : Granite + 3 % de plastique

Échantillon 5 : Granite + 5% de plastique.

Échantillon 6 : Granite + 7% de plastique.

3.5 .Conclusion

Ce chapitre a été consacré aux essais d'identification afin de caractériser les matériaux utilisés dans cette étude à savoir, le granite et les débris des bouteilles des plastiques d'eau.

Ces essais, permettent de faciliter l'interprétation des résultats d'essais mécaniques réalisés et d'avoir une idée sur le comportement mécanique des matériaux étudiés.

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

Chapitre IV

Compactage et portance des matériaux étudiés

4-1. Introduction

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

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

4-2. Définition du compactage

Compacter un matériau, c'est réduire le volume des vides de ce matériau et réorganiser la structure des grains de manière à obtenir un assemblage plus stable. Cette opération qui s'appelle le compactage peut être obtenue par des sollicitations statiques (compactage statique), dynamiques (compactage dynamique), ou par vibrations (compactage in situ). L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation (Degoutte, 2002).

Le compactage engendre :

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

4-3. Rôle du compactage sur la durée de vie des ouvrages

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

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

4-4. Les difficultés de compactage au laboratoire

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

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

4-5. Paramètres influençant le compactage

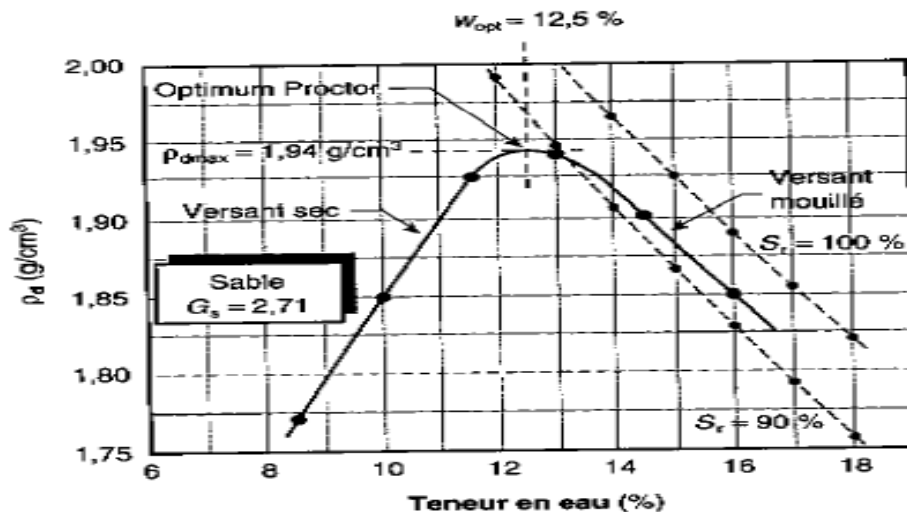
L'influence de la teneur en eau, l'énergie de compactage et de la nature du matériau sur la densité sèche du matériau a été mise en évidence en 1933 par l'ingénieur américain Proctor (Robitaille et Tremblay, 1997).

4-5.1. Influence de la teneur en eau

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

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

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



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

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

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

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

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

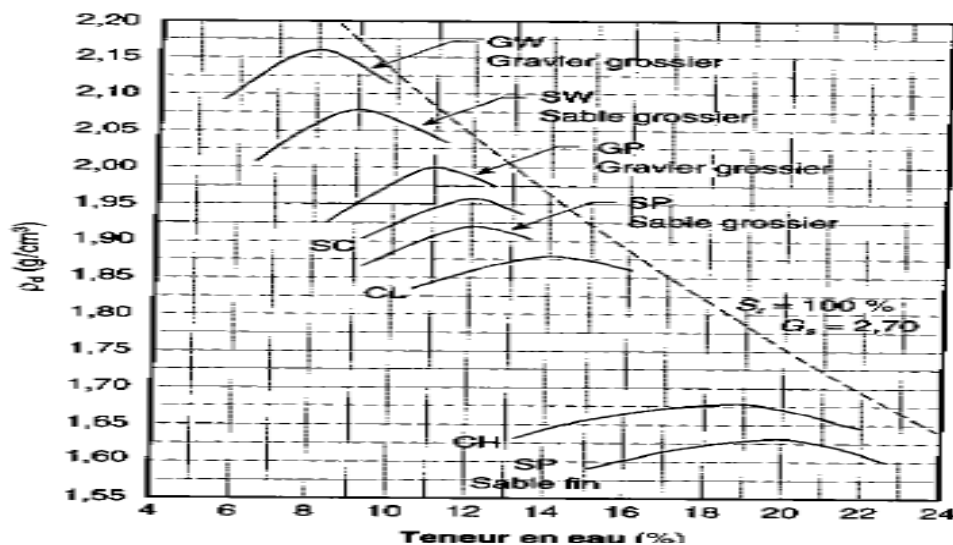
4-5.2. Influence de la nature du sol

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

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

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

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



FigIV.2. Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

4-5.3. L'énergie de compactage

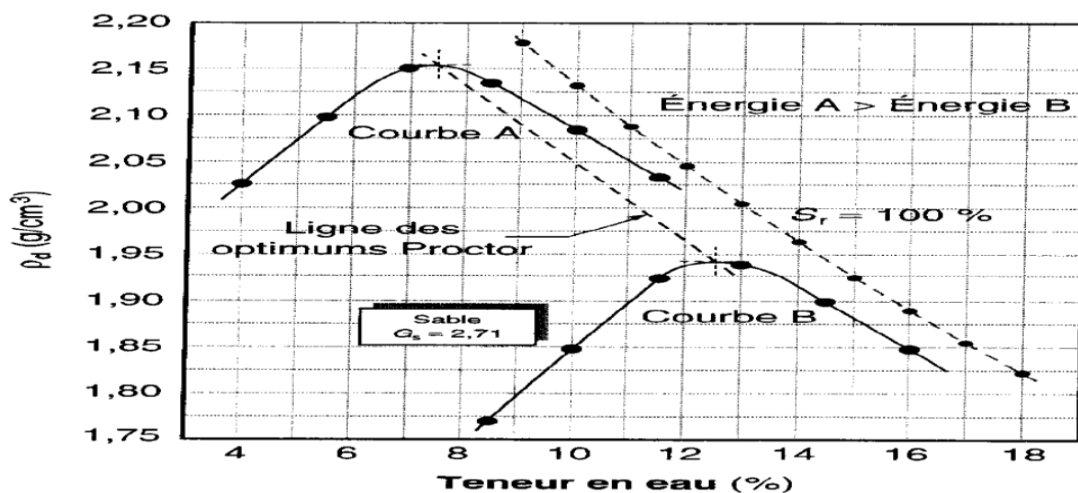
L'énergie de compactage est une énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire son indice des vides. Au laboratoire, cette énergie est produite par une masse (dame Proctor) dont l'intensité est caractérisée par la masse, la hauteur de chute et le nombre de coups. Sur chantier, cette énergie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

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

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

Un même sol compacté avec 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.



FigIV.3. Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

4-5.4. Nombre de passes du compacteur

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

4-6. Le compactage en laboratoire

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

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

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

4.7. Essai Proctor

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

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

4.7.1. Définition

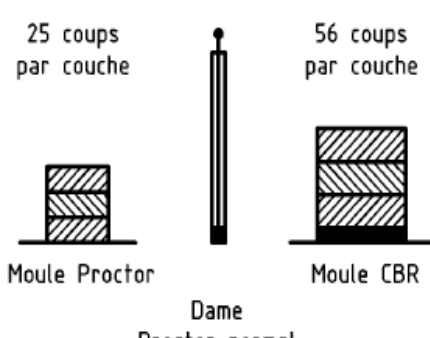
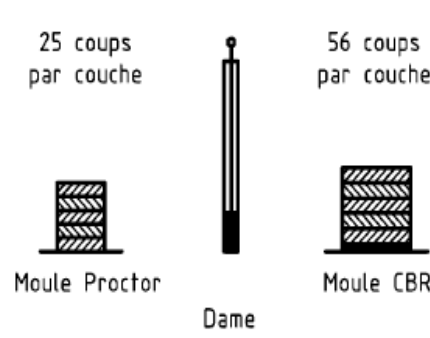
L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule normalisé, avec une énergie de compactage normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un

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

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

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

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

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

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

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

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

4.8. Essai Proctor modifié

4.8.1. But de l'essai

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

4.8.2. Principe de l'essai

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

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

4.8.3. Matériel utilisé

Il comprend :

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



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

4.8.4. Mode opératoire

a) Choix du type de moule

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

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

b) Exécution de l'essai

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



FigIV.5: Exécution de l'essai Proctor.

4.8.5 Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

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

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

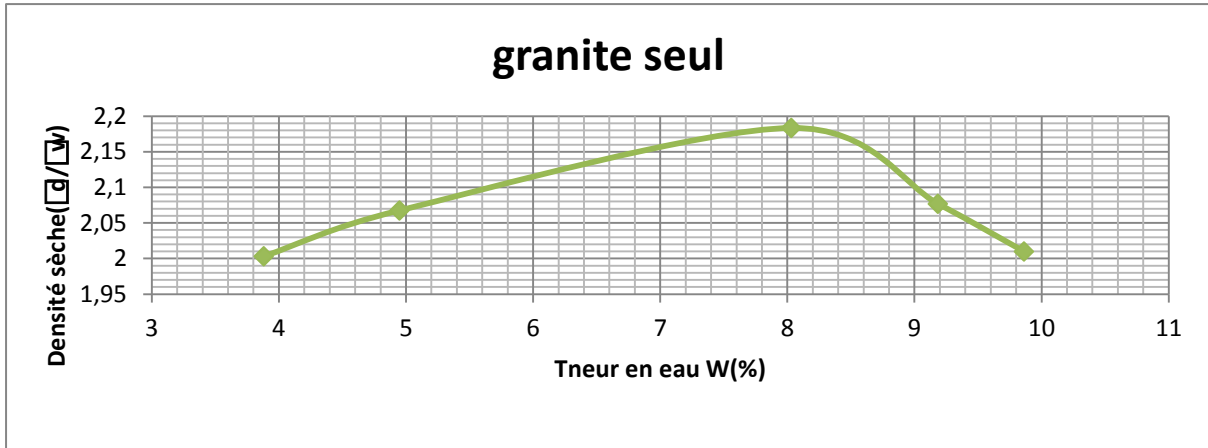
4.9. Présentations des résultats

4.9.1 Proctor modifié

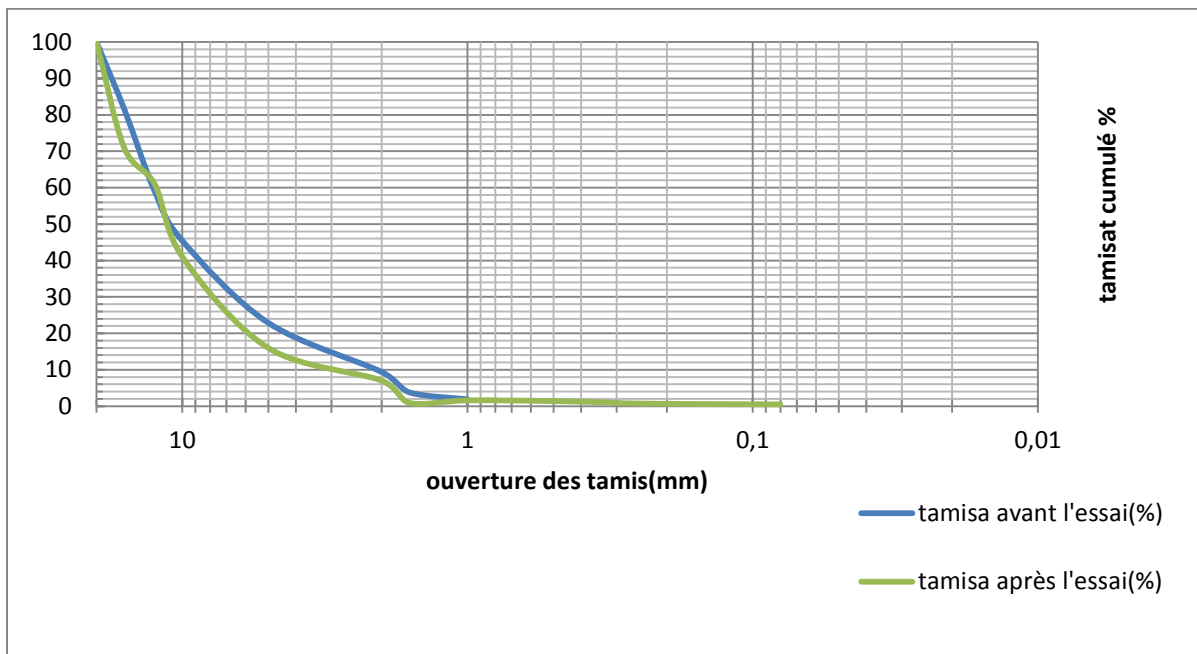
Granite seuls

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

Pourcentage d'eau	M_h	M sec	W(%)	(gd)
3,5	4419,7	4254,6	3,8	2,0
6	4608,7	4391,4	4,9	2,0
8,5	5009,9	4637,6	8,0	2,1
11	4816,7	4411,6	9,1	2,0
13,5	4690,2	4269,2	9,8	2,0



FigIV.6 : Courbe Proctor du Granite seul

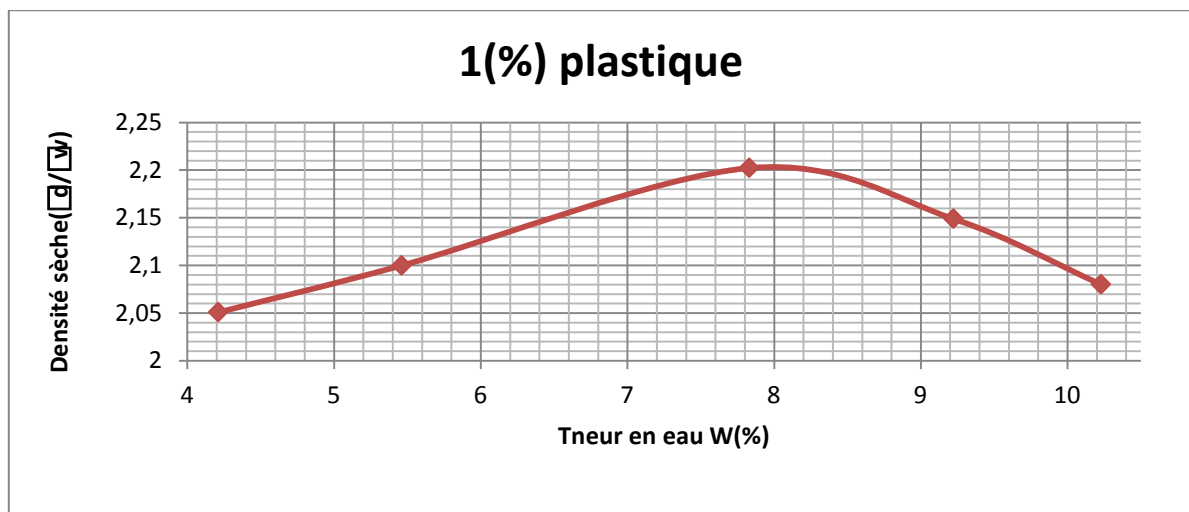


FigIV.7 : Courbes granulométriques du Granite avant et après essai.

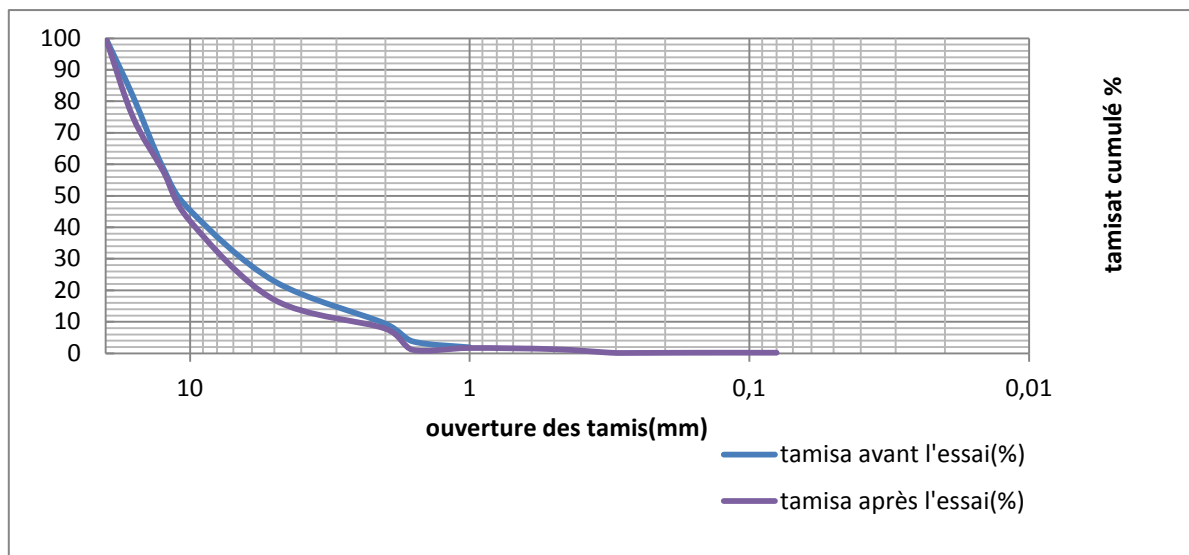
Mélange granite + 1% de plastique

Tableau. IV.4 Résultats de l'essai Proctor : Granite+ 1% de plastique.

Pourcentage d'eau	M _h	M sec	W(%)	(gd)
3,5	4539,4	4356	4,2	2,0
6	4704,0	4460,4	5,4	2,1
8,5	5043,9	4677,6	7,8	2,2
11	4985,0	4564,1	9,2	2,1
13,5	4869,9	4417,9	10,2	2,1



FigIV.8 : Courbe Proctor du Granite+ 1% de plastique.

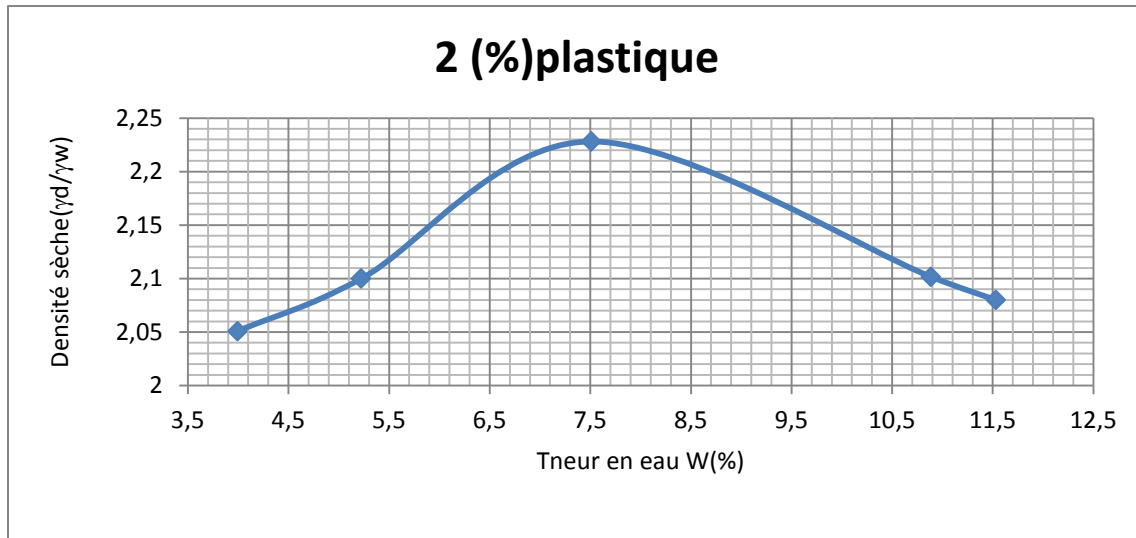


FigIV .9 : Courbes granulométriques du Granite+ 1% de plastique.

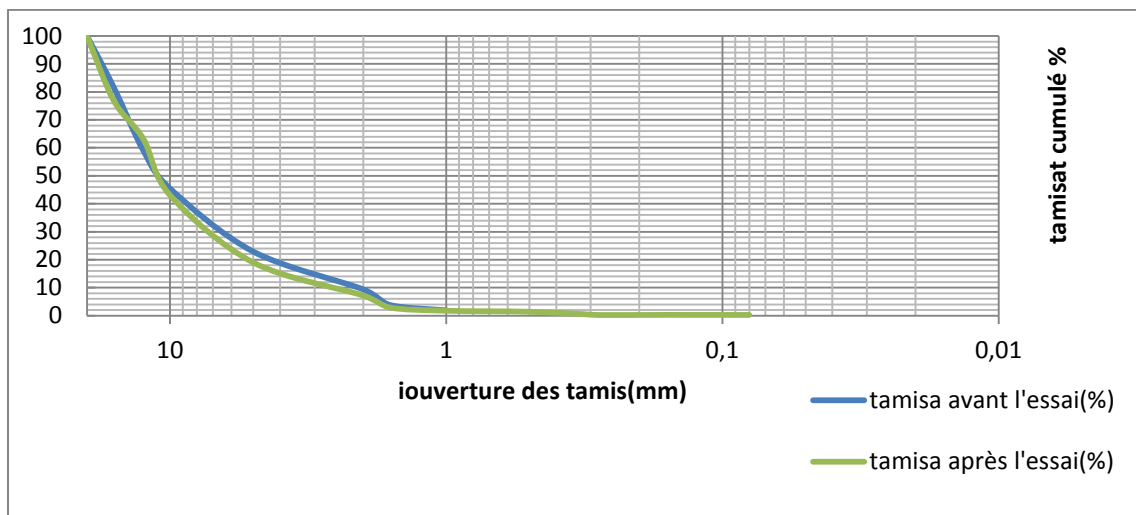
Mélange granite + 2% de plastique

Tableau .IV.5 : Résultats de l'essai Proctor : Granite+ 2% de plastique.

Pourcentage d'eau	M _h	M sec	W(%)	(gd)
3,5	4530,0	4356	3,9	2,0
6	4693,4	4460,4	5,2	2,1
8,5	5088,0	4732,6	7,5	2,2
11	4950	4464,1	10,8	2,1
13,5	4852,7	4351,2	11,5	2,1



FigIV.10 : Courbe Proctor du Granite+ 2% de plastique.

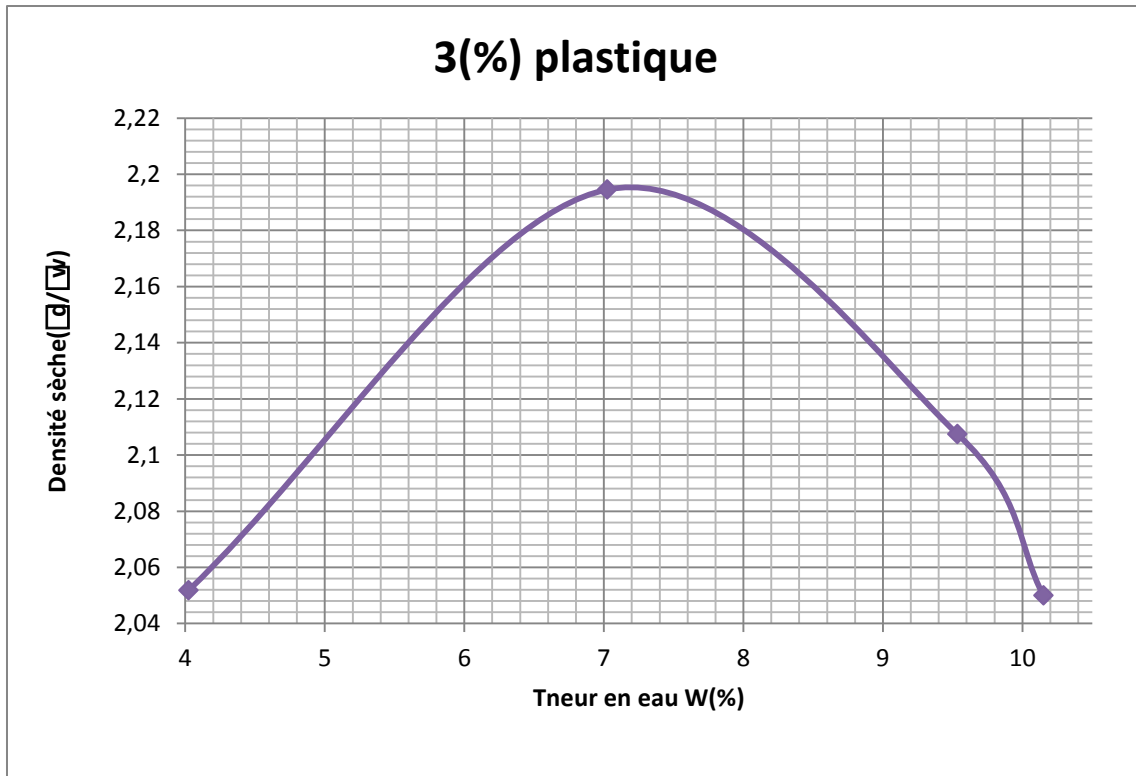


FigIV.11 : Courbes granulométriques du Granite+ 2% de plastique.

Mélange granite + 3% de plastique

Tableau IV.6 : Résultats de l'essai Proctor : Granite+ 3% de plastique.

Pourcentage d'eau	M _h	M sec	W(%)	(gd)
6	4533,3727	4358,0275	4,0234992	2,051802
8,5	4988,6	4661,2	7,0239423	2,1945386
11	4902,987	4476,2	9,5345829	2,1074388
13,5	4796,3019	4354,2	10,15	2,05



FigIV.12 : Courbe Proctor du Granite+ 3% de plastique.

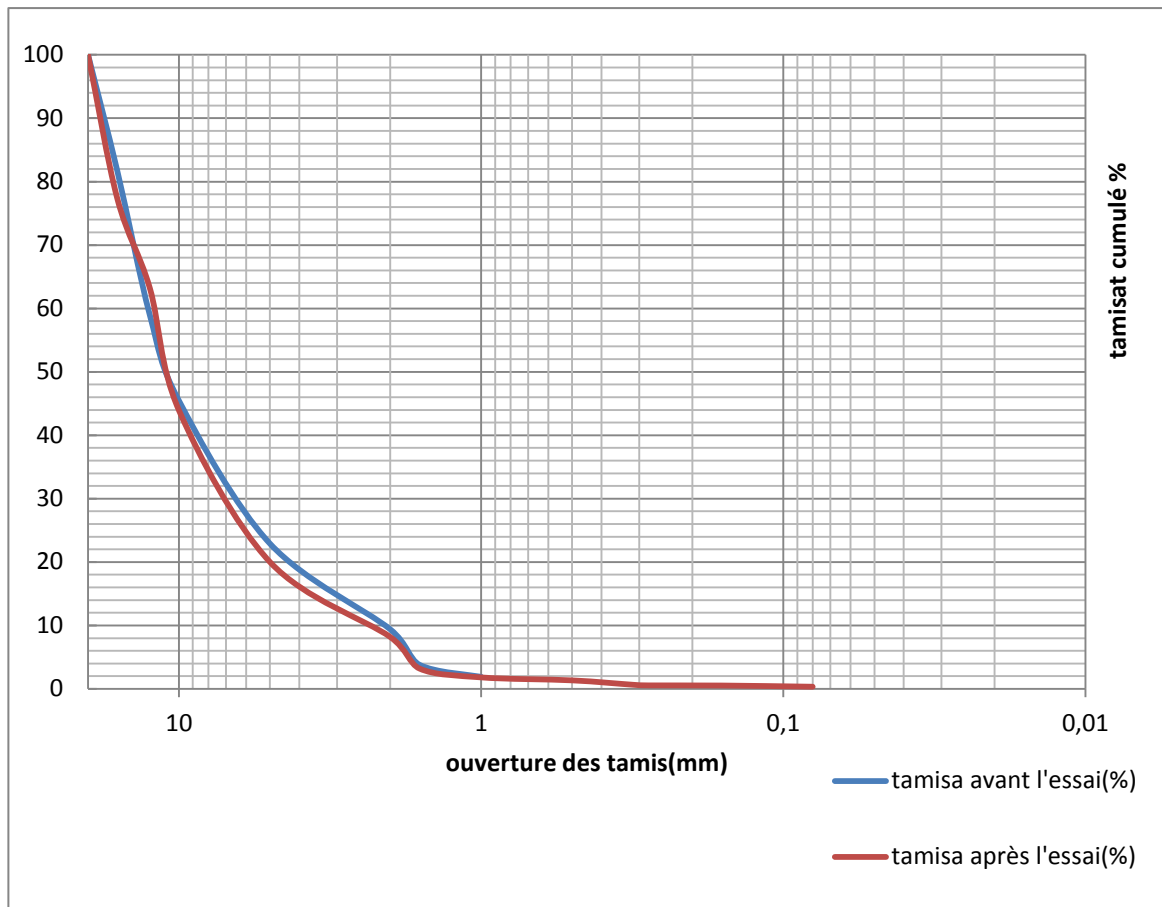
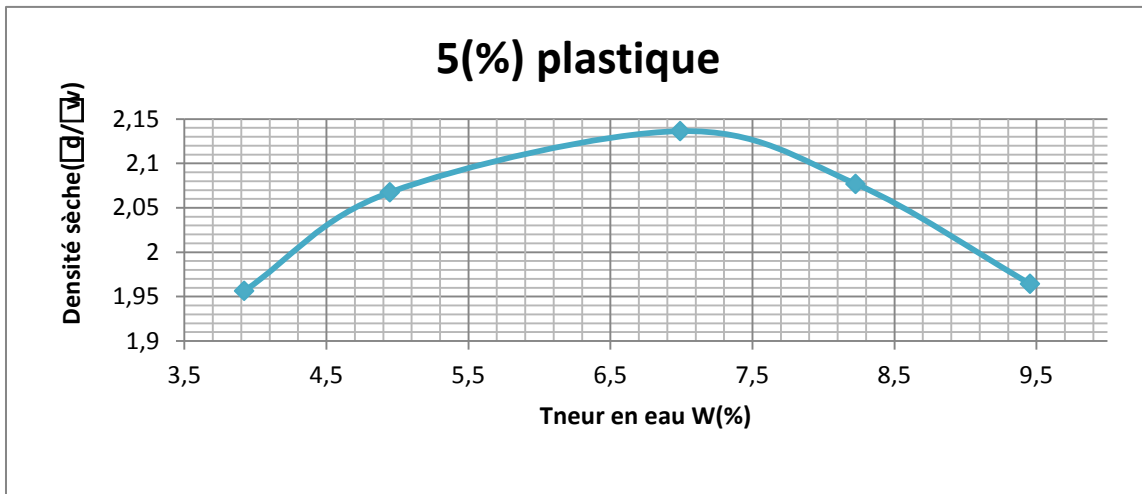


Fig IV.13 : Courbes granulométriques du Granite+ 3% de plastique.

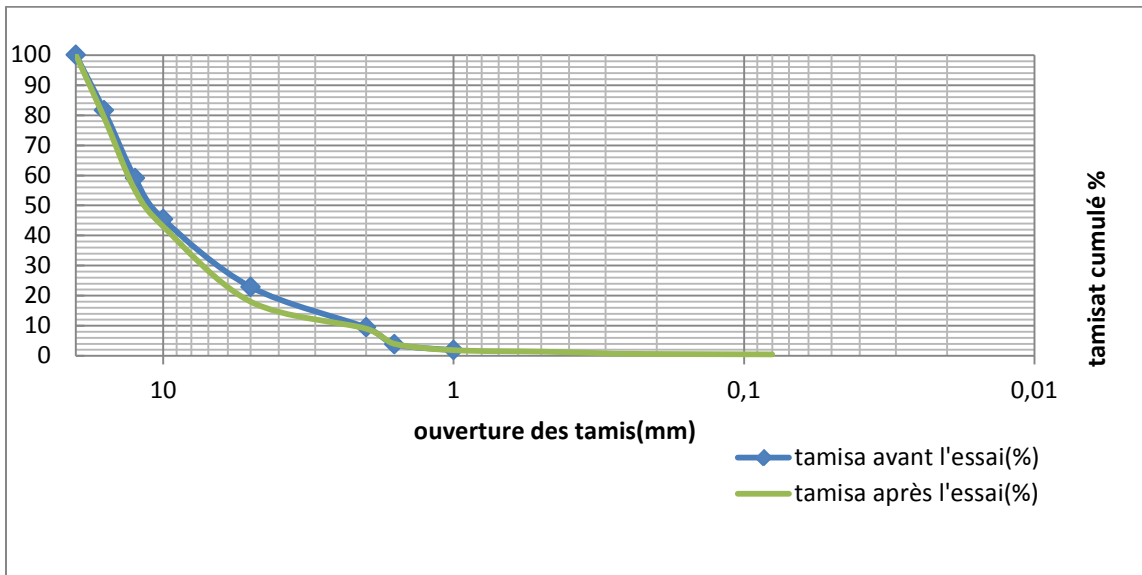
Mélange granite + 5% de plastique

Tableau IV .7 : Résultats de l'essai Proctor : Granite+ 5% de plastique.

Pourcentage d'eau	M _h	M sec	W(%)	(gd)
3,5	4318,4	4155,4	3,9	1,9
6	4608,7	4391,4	4,9	2,1
8,5	4854,9	4537,6	6,9	2,1
11	4774,5	4411,6	8,2	2,1
13,5	4570,3	4172,0	9,4	1,9



FigIV.14: Courbe Proctor du Granite+ 5% de plastique.

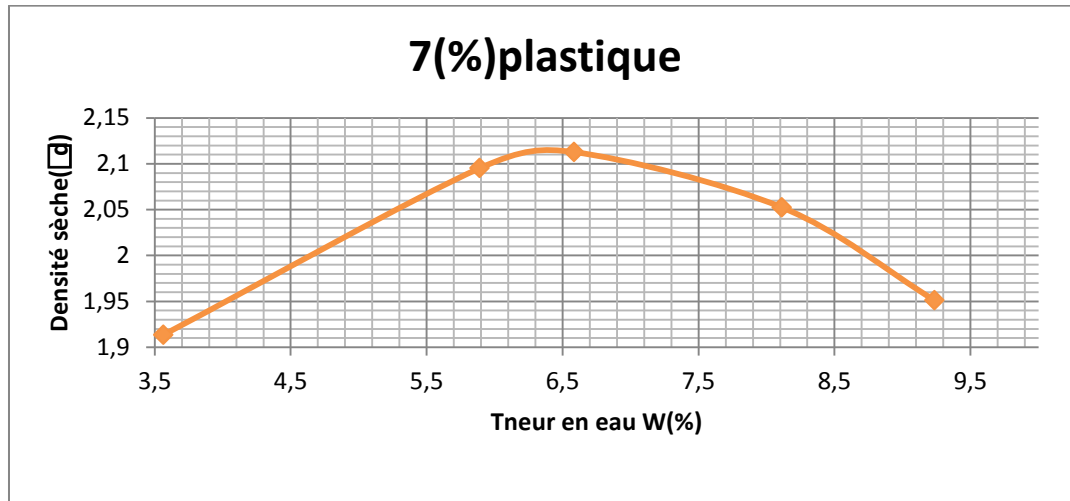


FigIV.15: Courbes granulométriques du Granite+ 5% de plastique

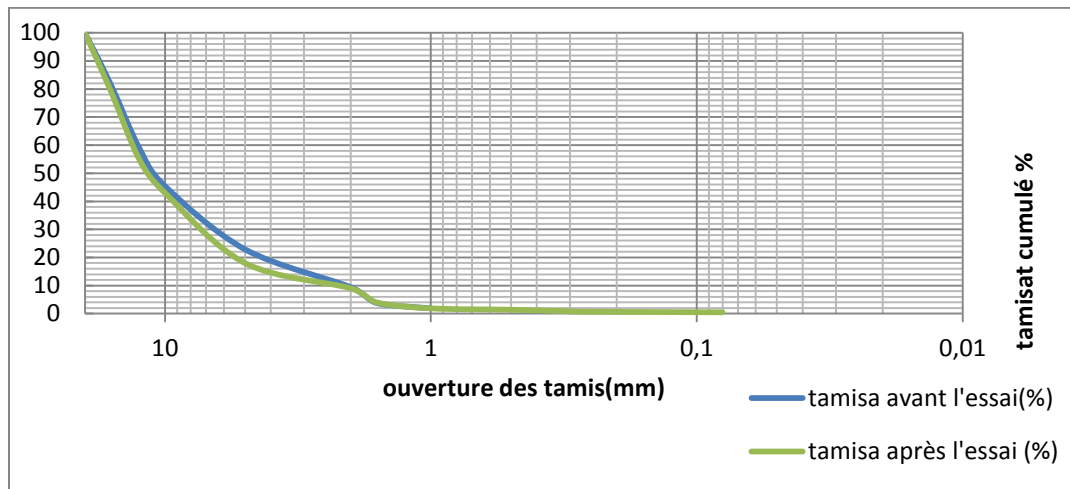
Mélange granite + 7% de plastique

Tableau .8 : Résultats de l'essai Proctor : Granite + 7% de plastique.

Pourcentage d'eau	M _h	M sec	W(%)	(gd)
3,5	4209,2	4064,4	3,5	1,9
6	4712,3	4450,2	5,8	2,1
8,5	4782,9	4487,5	6,5	2,1
11	4713,1	4359,5	8,1	2,0
13,5	4544,1	4160,1	9,2	1,9

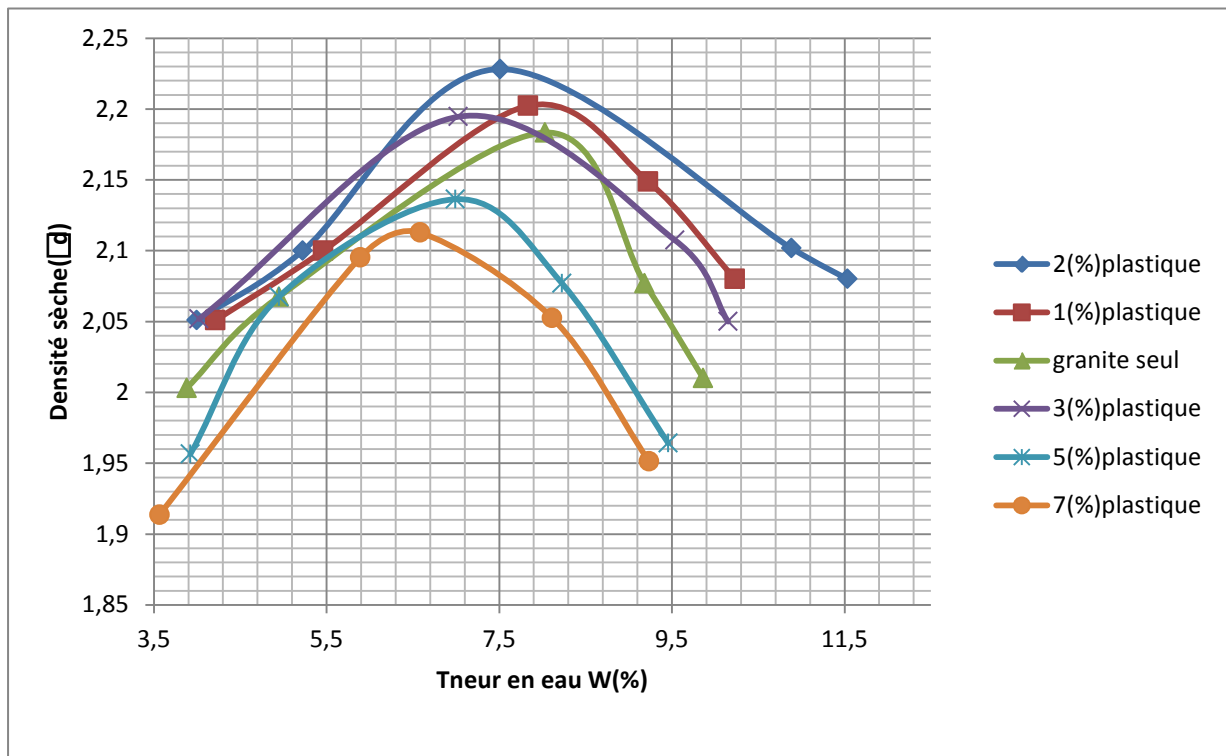


FigIV.16 : Courbe Proctor du Granite+ 7% de plastique.



FigIV.17 : Courbes granulométriques du Granite+ 7% de plastique.

Courbe comparative des différents mélanges

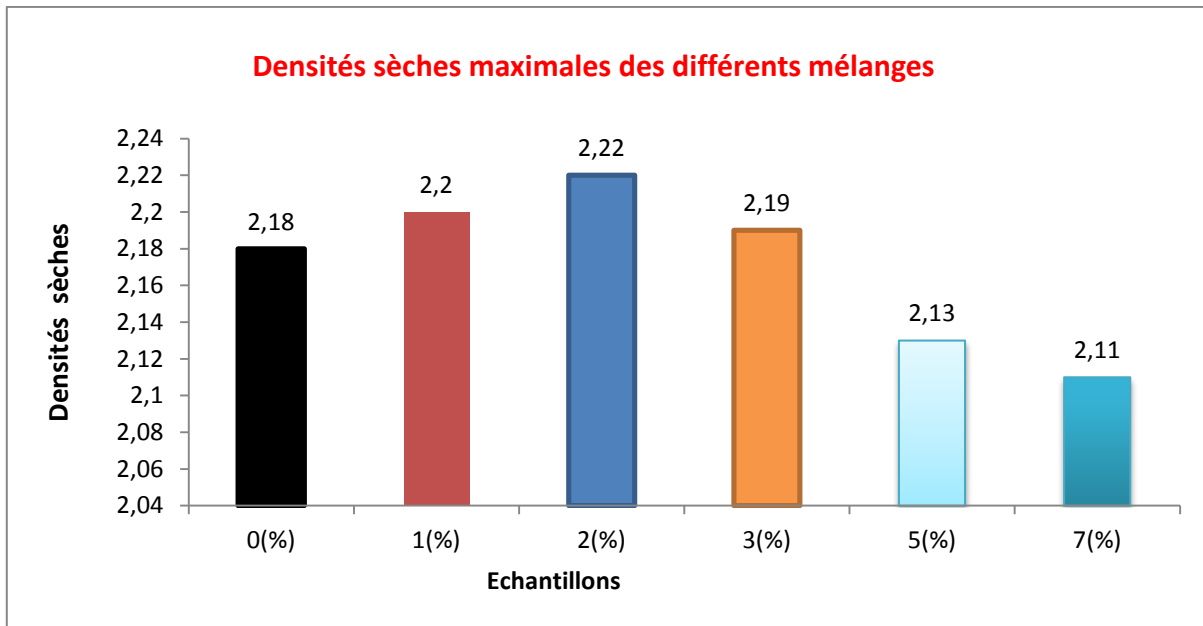


FigIV.18 : Courbes Proctor comparatives des différents mélanges en fonction de la teneur en plastique.

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

Granulat routier + %plastique	Densités sèches maximales (γ _d /γ _w)	Teneurs en eau optimales (W _{opt})
Granite seul	2.18	8.03
Granite + 1% %plastique	2.2	7.83
Granite + 2% %plastique	2.22	7.51
Granite + 3% %plastique	2.19	7.02
Granite + 5% %plastique	2.13	6.99
Granite + 7% %plastique	2.11	6.58

Densité sèche maximale des différents mélanges



FigIV.19: Évolution des densités sèches maximales en fonction de la teneur en plastique.

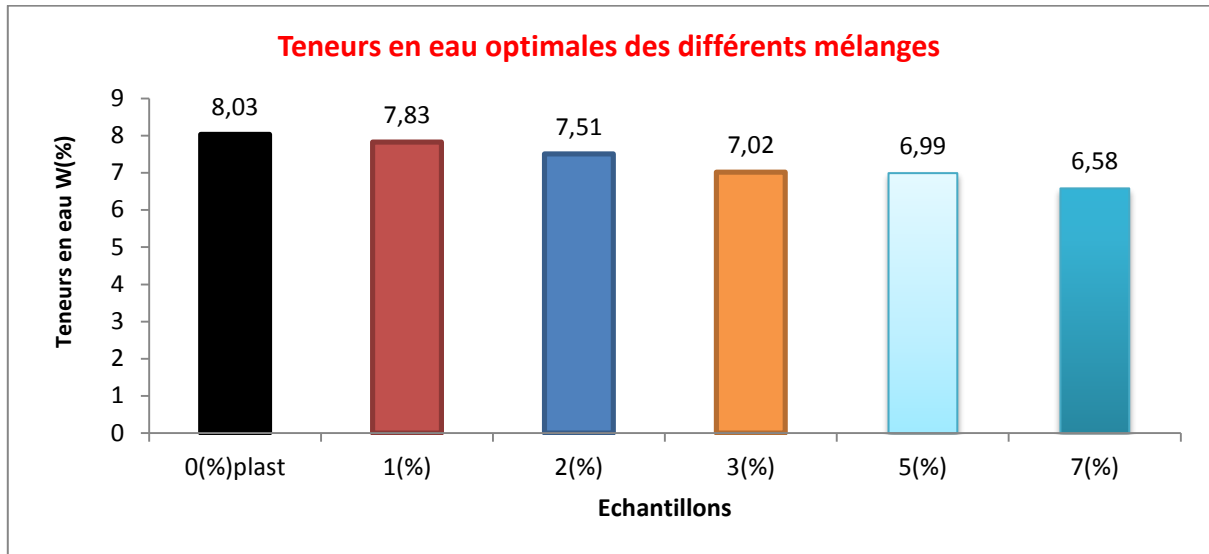
Au compactage des différents échantillons, nous avons constaté une amélioration de la densité sèche avec l'ajout du plastique, L'amélioration de densité apparaît nettement avec l'ajout de 1 à 3% de plastique pour atteindre une valeur maximale de 2.22 pour 2% de plastique.

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

Avec l'ajout de 3% de plastique, la densité sèche commence à diminuer légèrement, mais elle reste toujours supérieure à celle du granite (sans plastique), Ceci peut être dû à un excès de plastique dépassant la teneur optimale nécessaire pour une meilleure densité.

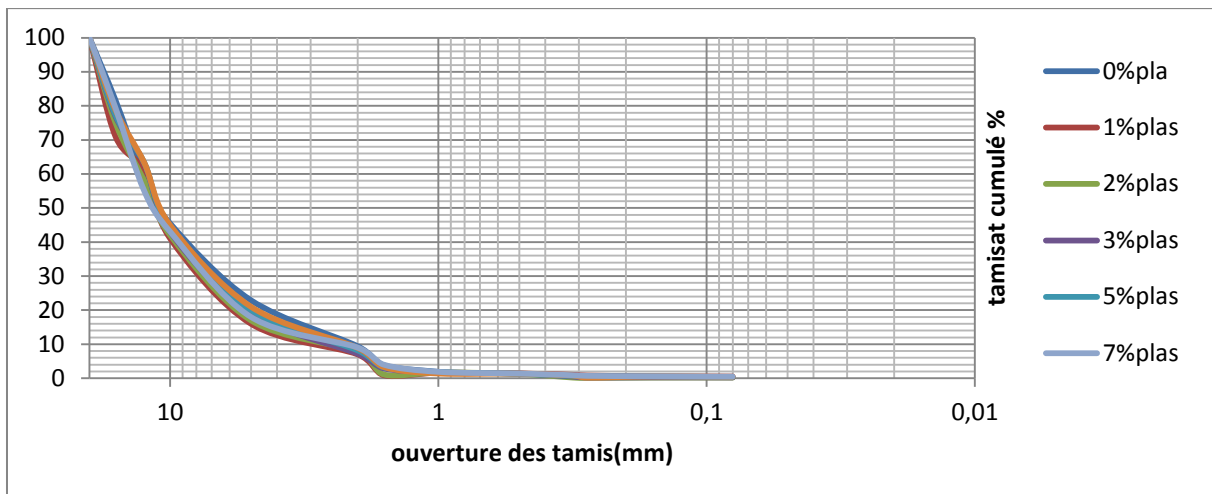
Avec l'ajout de 5 et 7% de plastique, la densité sèche commence à chuté librement. Ceci est dû à un excès de plastique, qui cause une teneur en eau supérieur à l'optimum, nécessaire pour une meilleur densité, déstabilisant la structure du mélange le plus dense et le rend moins dense au compactage.

Teneurs en eau optimales des différents mélanges



FigIV.20: Évolution des teneurs en eau optimales en fonction de la teneur en plastique.

La teneur en eau optimale obtenue au compactage du granite seul est de 8.03 %. L'ajout du plastique a influencé également sur la teneur en eau de compactage ; cette dernière a diminué dans le cas du mélange. Ceci est un avantage notamment dans le cas des régions où l'eau est une denrée rare, où l'économie d'eau est très importante,.



FigIV.21 : Courbes granulométriques comparatives des différents mélanges avant et après essai

Pour la courbes granulométriques présentée sur la figure VI.21, on ne constate presque aucun changement de la granulométrie avant et après essai, donc le compactage n'a aucune influence sur la granulométrie et cela est dû aux éléments durs du granite.

4.9.Proctor normal

➤ **Pour le granite :** selon la norme NF P94-093 on a :

Tableau IV.11 : Résultats de l'essai Proctor normale pour le granit

Pourcentage d'eau ajouté (%)	5	7	9	11
Masse de sol humide (g)	1830.4	1897.2	2017.3	2012.5
Masse du sol sec (g)	1750.6	1779.3	1861.3	1834.1
Masse d'eau (g)	79.8	117.9	155.4	178.4
Teneur en eau (%)	4.56	6.62	8.35	9.73
Volume du moule (cm ³)	948			
Densité sèche (g/cm ³)	1.85	1.88	1.96	1.93

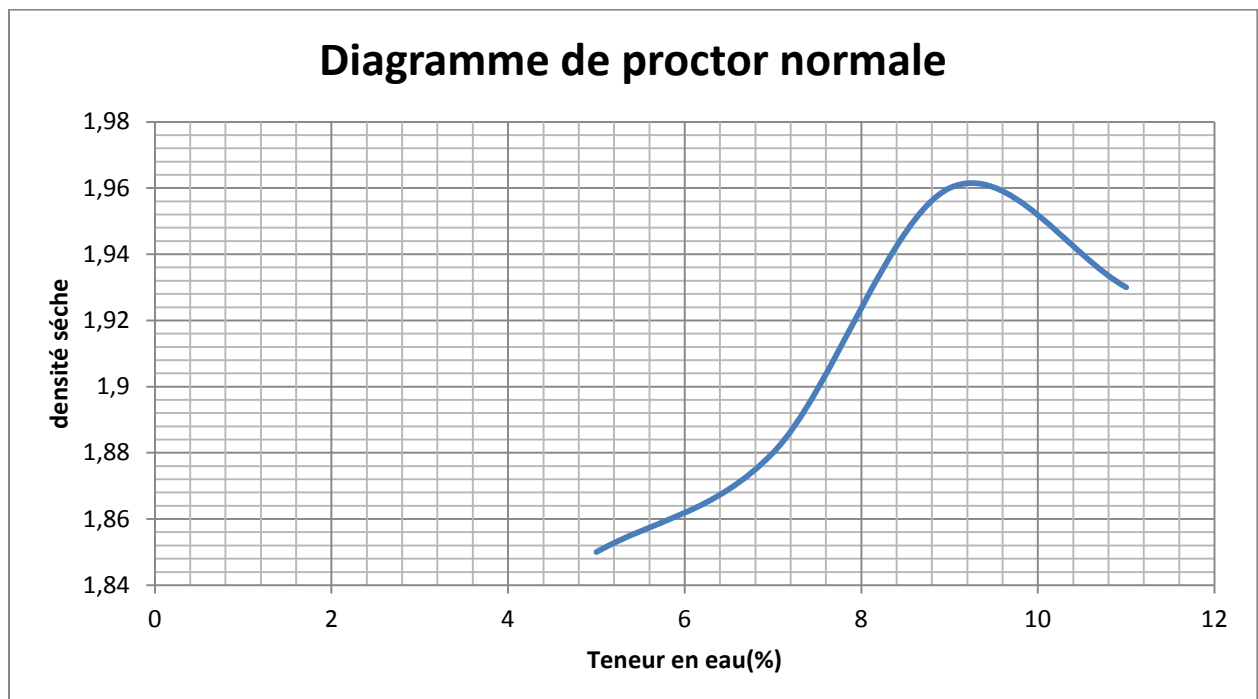


Fig IV.22 : courbe Proctor normale pour le granite

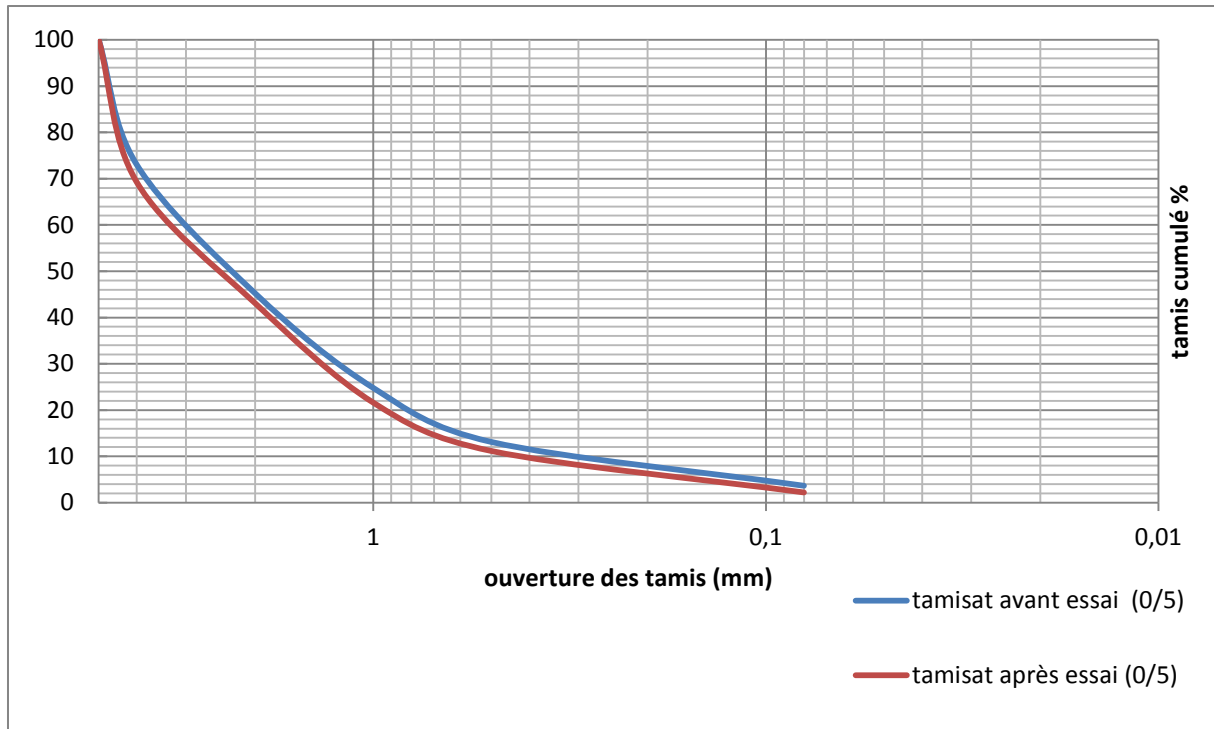


Fig IV.23 : courbe granulométrique de Proctor Normal du granite avant-après essai

Interprétation des résultats :

Pour la courbe Proctor présentée sur la figure IV.22 on constate que la densité sèche optimale égale 1.96g/cm^3 et la teneur eau optimale est de 8.35% , La courbe est en forme de cloche. L'ajout de l'eau améliore sensiblement les densités sèches dans le versant sec, mais entre 7% et 9% il y a une sensibilité de matériau à l'eau qui exprime l'apparition de la densité sèche maximale $8,35\%$.

Pour la courbe granulométrique présentée sur la figure IV.23, il y a aucune production de particules fines ce qui exprime la constance de la granulométrie de l'échantillon avant et après essai et la dureté des éléments constituant.

4.10. Essais de portance CBR (Californian Bearing Ratio)

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

4.10.1. But de l'essai

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

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

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

4.10.2. Principe de l'essai

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

Δh est la variation de hauteur mesuré (mm) ;

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

4.10.3. Mode opératoire

a) Préparation des échantillons

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

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

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

b) Exécution de l'essai

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

4.10.4. Exécution du poinçonnement

❖ Détermination de l'indice portant immédiat (IPI)

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

- On place l'échantillon sur le plateau, bien axé sur le piston de poinçonnement. Les charges annulaires sont remises en place (leur trou central laisse le passage au piston de poinçonnement).

- On amène la tige au contact du sol et quand l'aiguille dynamométrique de la presse commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro.

- Puis la presse est actionnée à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1,27 mm/min, le mouvement étant réglé, soit de manière automatique, soit en suivant le cadence-mètre de la machine.
- Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.



Fig.IV.24 : Appareillage de poinçonnement CBR.

❖ Détermination de l'indice CBR immédiat

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

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

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

- On place alors successivement un disque de papier filtre, un disque perforé de mesure du gonflement (appelé Disque perforé de mesure du gonflement), et une charge constituée par des disques annulaires de 2,265 Kg (au moins 2 ou encore 4 demi-disques), représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.

- On met le tout dans un bac rempli d'eau, la plaque de base étant un peu écartée du fond pour permettre le passage de l'eau. Un comparateur tenu par un trépied placé sur le moule mesurera les variations de hauteur de l'échantillon.

- On remplit d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai. À la fin d'une opération d'imbibition, on note le gonflement.

- **Imbibition – Mesure du gonflement**

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

Trois cas peuvent être envisagés :

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



FigIV.25 : Essai CBR, imbibition et gonflement.

4.10.5. Résultats et discussions

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

Tableau .11 : Résultats des essais CBR.

Échantillons	Gonflements Relatifs G (%)	Indices Portants immédiats (IPI) (%)			Indices CBR après immersion (CBR_{imm}) (%)		
		I(2,5)	I(5)	IPI	I(2,5)	I(5)	CBR_{imm}
Granite seuls	0	8.420	61.230	61.230	45.954	75.219	75.219
Granite+1% de Plastique	0	34.480	72.907	72.907	82.990	108.549	108.549
Granite +2% de plastique	0	74.720	88.925	88.925	90.414	111.038	111.038
Granite+3% de plastique	0	31.09	70.044	70.044	90.349	100	100
Granite +5% de plastique	0	23.95	56.167	56.167	45	66.15	66.15
Granite+7% de plastique	0	8.600	33.140	33.140	36.187	57.268	57.268

4.11. Interprétations des résultats

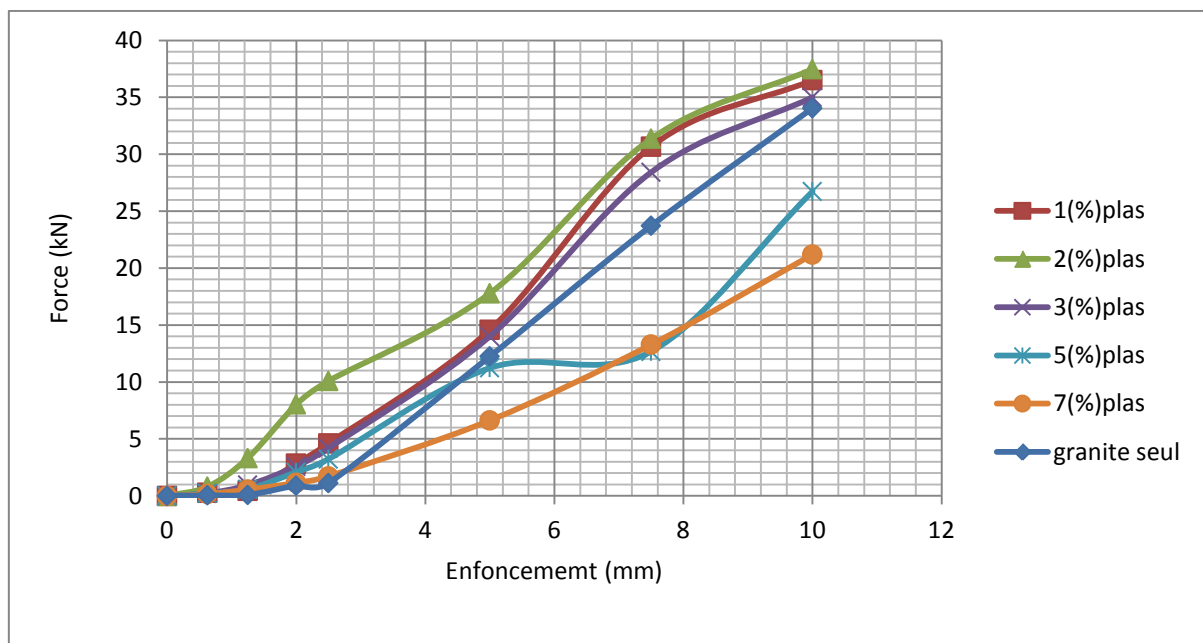
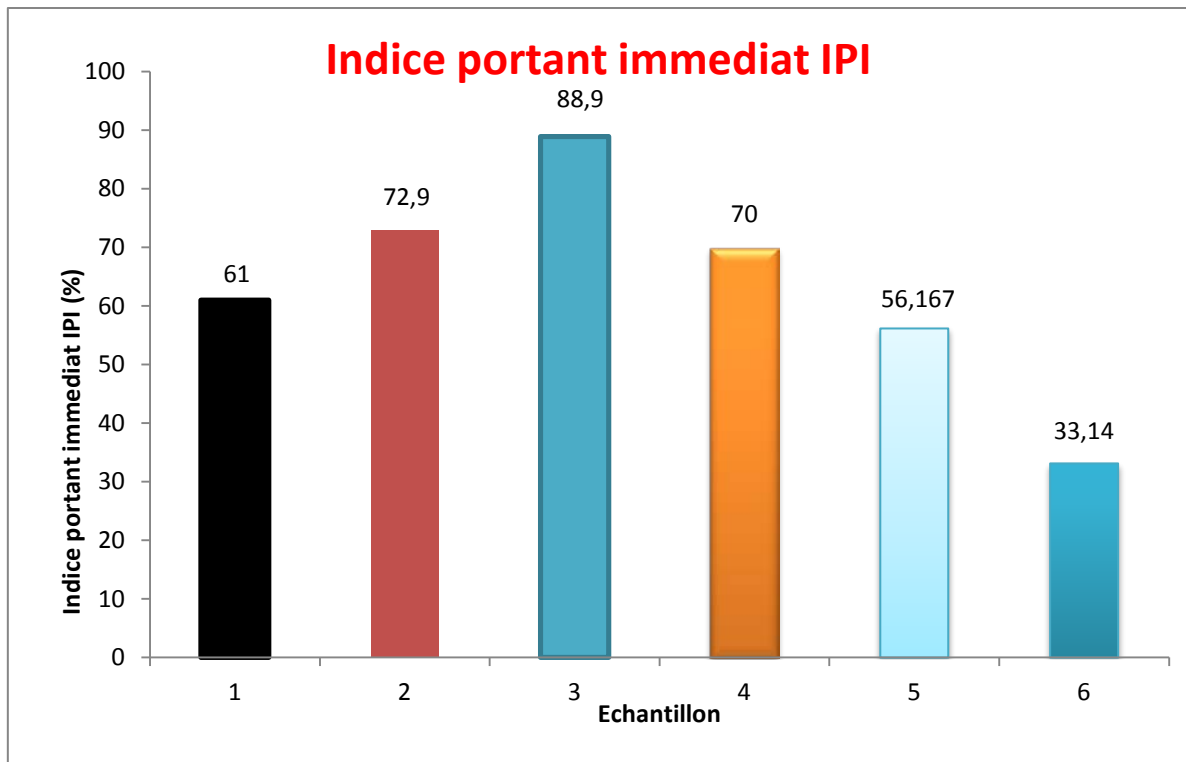


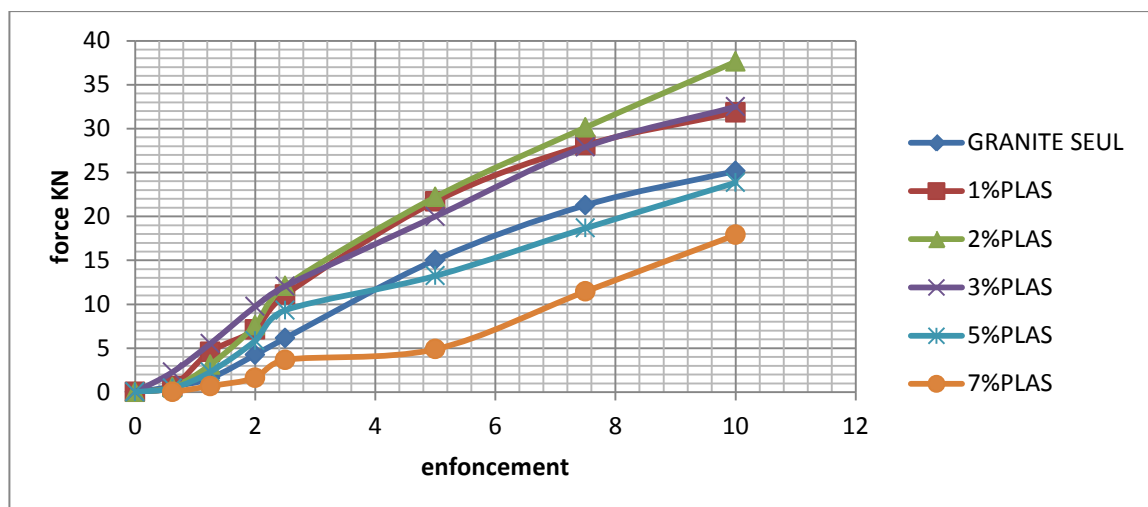
Fig.IV.26 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas des IPI.



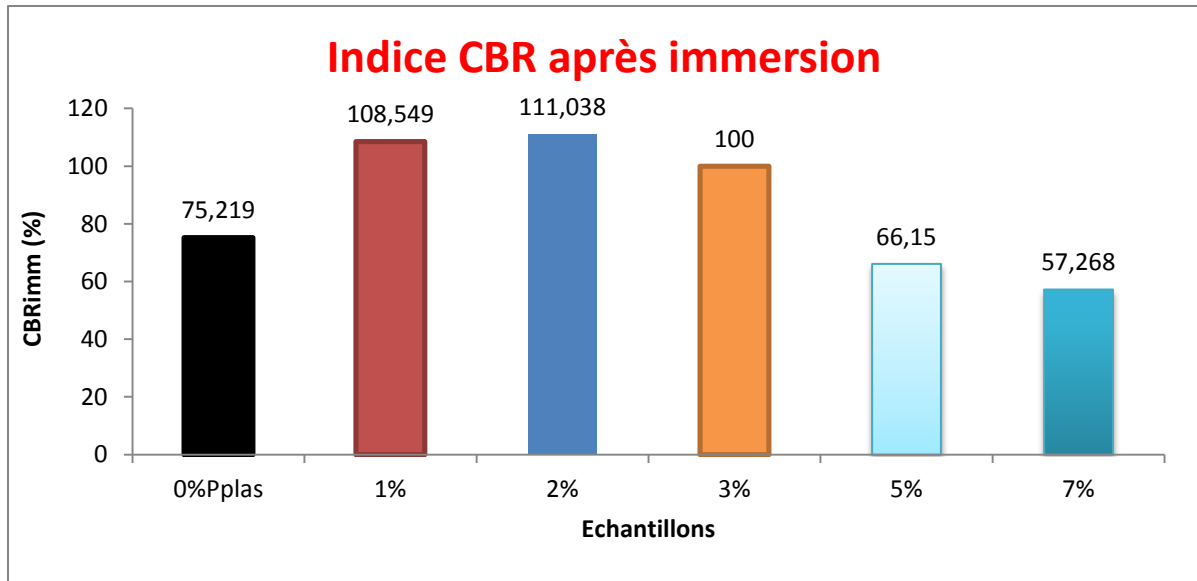
FigIV.27 Résultats des essais CBR (indice Portant immédiat : IPI).

L'indice Portant immédiat (IPI) s'améliore de plus en plus avec l'ajout du plastique notamment après 1% de plastique, pour atteindre un maximum de 88,9 avec l'ajout de 2% de plastique.

Avec l'ajout de 3% de plastique, la portance immédiate du mélange commence à diminuer, mais elle reste toujours supérieure à celle de granite seul, mais avec l'ajout de 5% et 7% la portance immédiate de mélange a chuté librement pour atteindre une valeur minimum de 33.14.



FigIV.28 : Courbes comparatives (force /enfoncement) dans le cas du CBRimm.



FigIV.29 : Résultats des essais CBR après immersion.

L'ajout du plastique amélioré également la portance des mélanges en présence d'eau. En effet, la portance des échantillon après immersion a pratiquement augmenté, elle passe de 75,21 sans plastique à 111,03 avec l'ajout de 2% de plastique. En passant à 5% et à 7% de plastique l'indice CBR après immersion diminué, et il reste inférieur à celui enregistré dans le cas de l'échantillon sans plastique.

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

En se référant aux classes de portances présentées dans le tableau IV.12, nous pouvons dire que les matériaux étudiés développent des portances très élevée (S5).

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

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

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

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

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

4.11. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis d'étudier en fonction de la teneur en plastique, l'aptitude au compactage des différents mélanges ainsi que leur portance dans les plus mauvaises conditions hygrométriques.

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

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

Chapitre V

Essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

5.1. Introduction

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

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

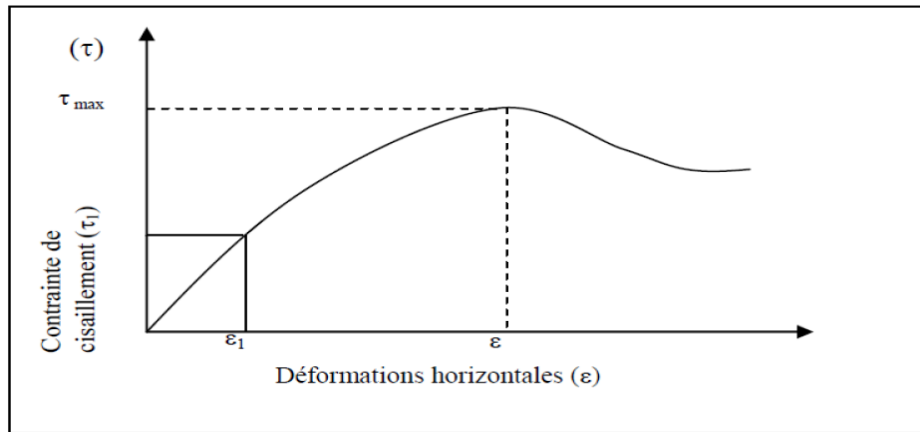
Dans ce chapitre, sont présentés les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés en laboratoire, tout en passant par quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai, ses avantages et ses inconvénients...etc.

5.2. Notion de résistance au cisaillement

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

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

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



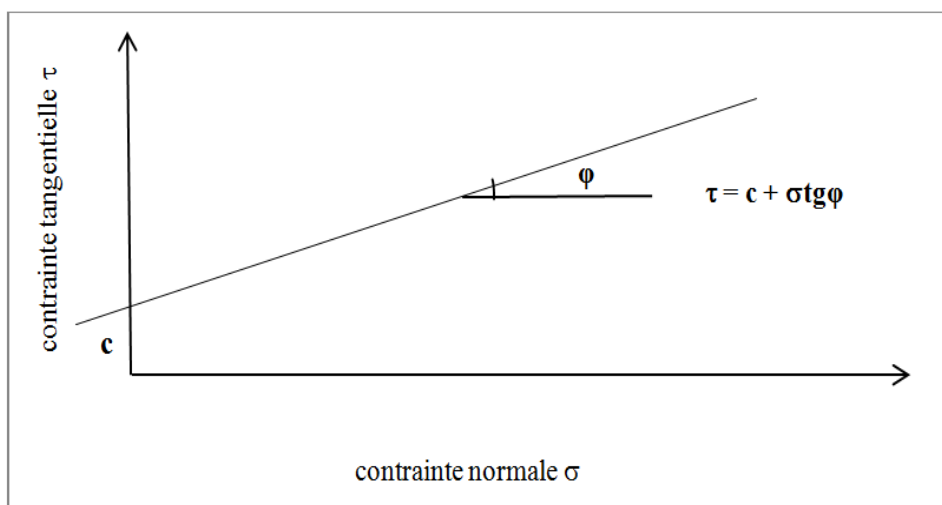
FigV.1 : Courbe de contraintes-déformations.

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

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

5.3. But de l'essai

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



FigV.2 : Droite intrinsèque.

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

L'équation de cette droite est donc :

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

Elle exprime « la loi de coulomb ».

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

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

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

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

- **Cas des Sols pulvérulents**

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

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

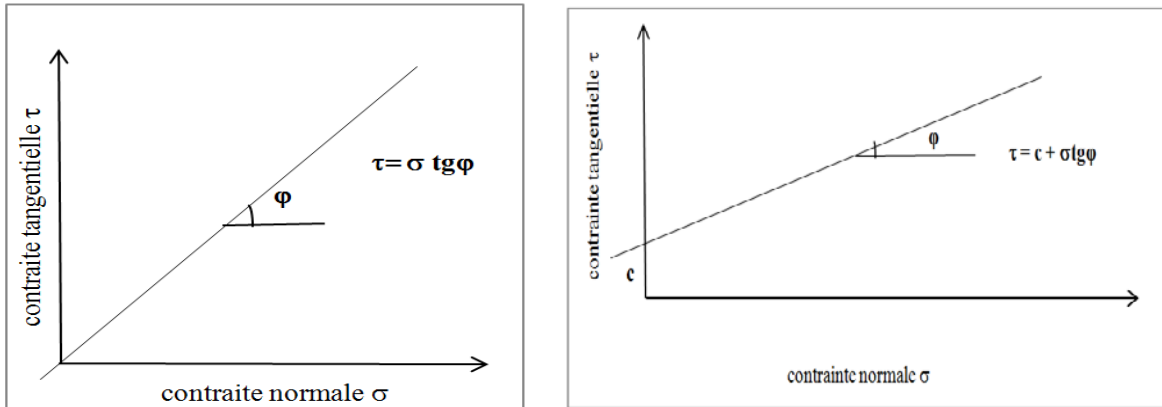
- **Cas des sols cohérents et flottants**

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

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

L'équation de Coulomb est :

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



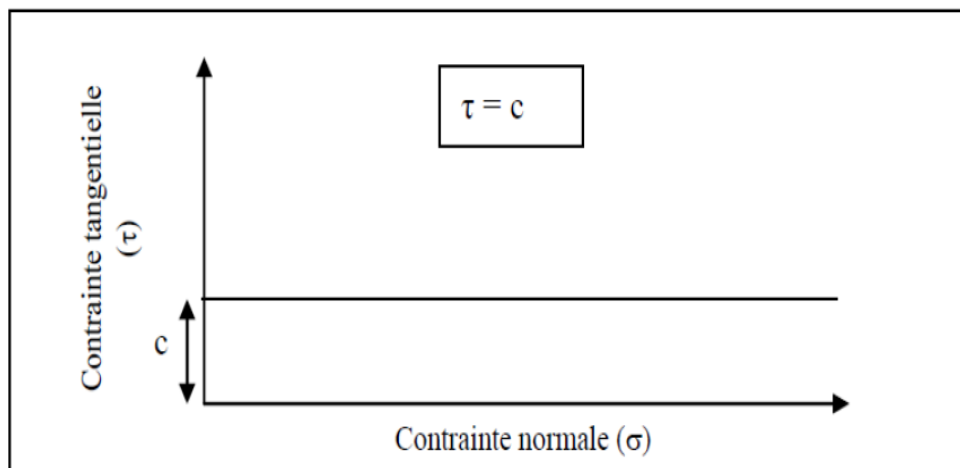
Sol pulvérulent.

Sol cohérent et frottant.

FigV.3 : Droite intrinsèque deux catégories de sols.

- **Cas des sols purement cohérents**

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



FigV.4 : Droite intrinsèque des sols purement cohérents .

Trois types d'essais sont couramment réalisés :

- **Essai consolidé, drainé (CD)**

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

La courbe intrinsèque est une droite d'équation :

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

Où : φ' : angle de frottement effectif, c' : cohésion drainée

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

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

□

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

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

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

5.5. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement

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

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

5.5.1. Dans les sols cohérents et frottant

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

5.5.2. Dans les sols pulvérulents

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

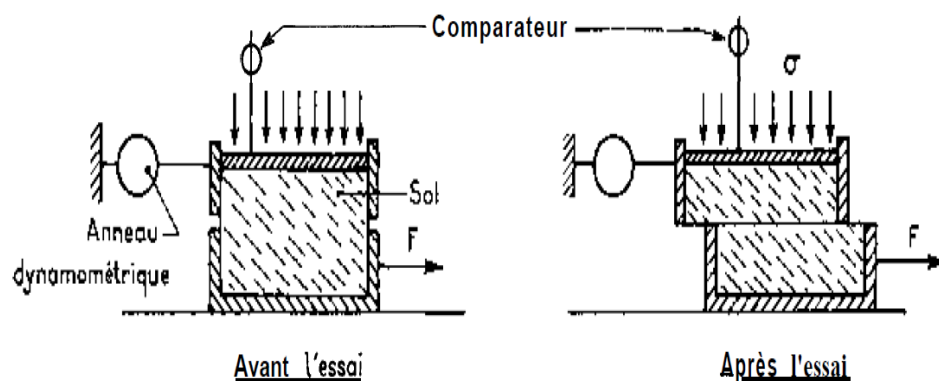
5.6. Appareillage de cisaillement

L'appareillage de cisaillement à la boîte comprend :

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

5.7. Principe de la méthode

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



FigV.5 : Schéma de la boîte de cisaillement.

La demi-botte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé aux demi-bottes supérieures.

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

5.8. Mode opératoire

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

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



Anneau 60*60mm²

Remplissage et compactage

Fixation des deux demi boîtes

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

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

Fixation des demi-bottes ;

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



Fig V.7: Échantillon après cisaillement.

5.9. Déroulement de l'essai

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

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

5.10. Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement

- **Avantages**

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

- **Inconvénients**

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

5.11. Expression des résultats

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

ΔL : déplacement horizontale (mm);

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

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

Avec ΔV : variation volumique en mm^3 .

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

5.12. Présentation et discussion des résultats

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

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

❖ Échantillon 1 : Granite seul.

A-A l'état compacter saturé.

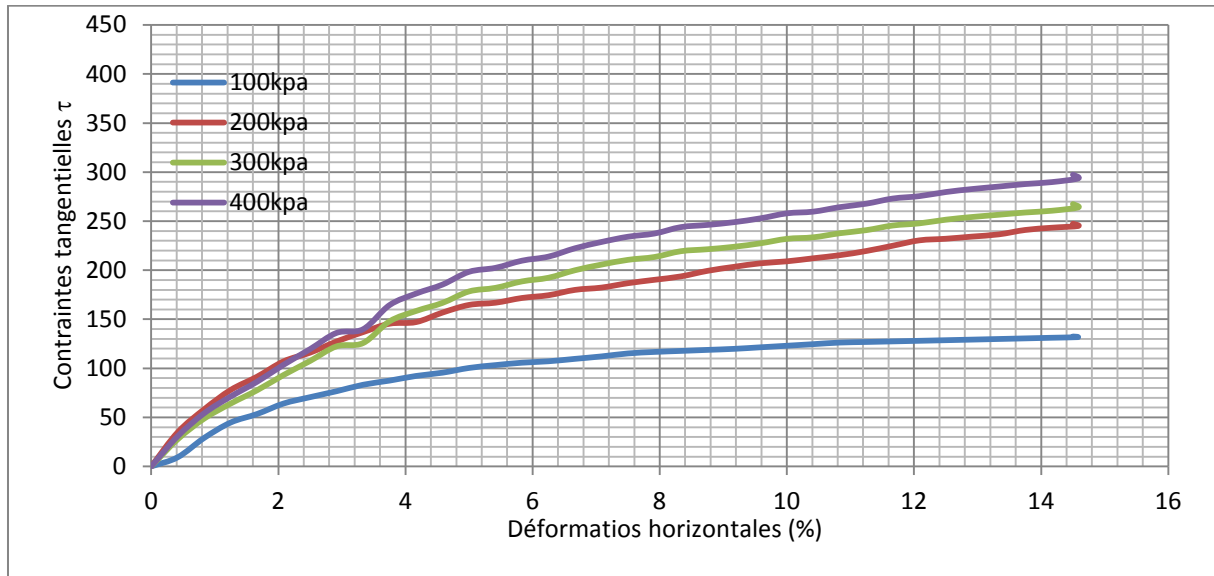


Fig V.8 : Courbes de contraintes-déformations du granite seul.

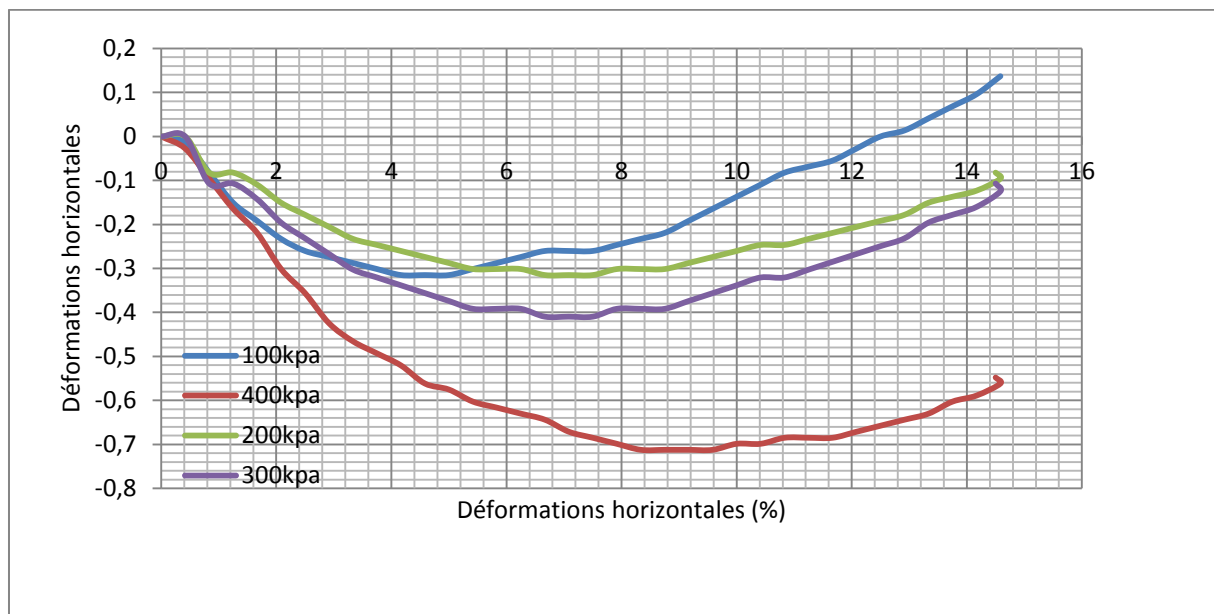


Fig V.9 : Courbes de variations de volume du granite seul.

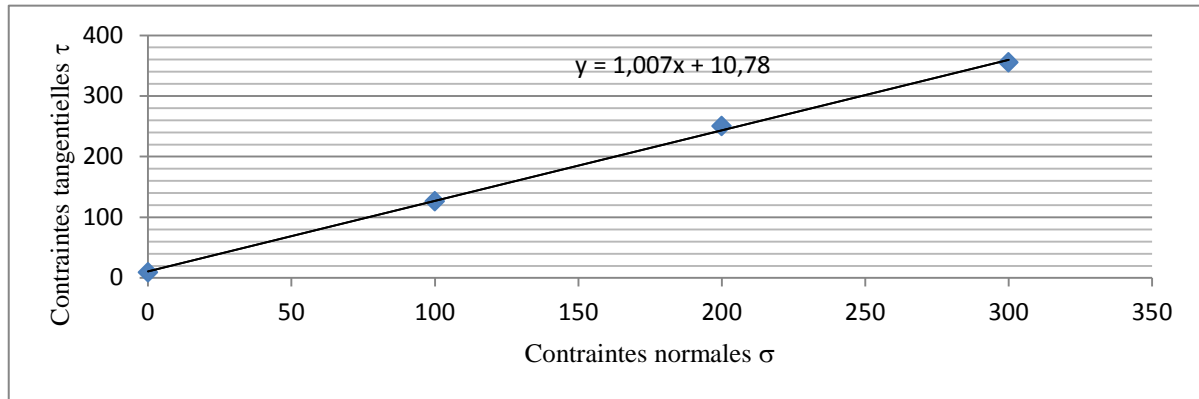


Fig V.10 : Droite intrinsèque granite seul.

Tableau V.1 : caractéristique mécaniques de cisailment a l'état saturé.

Tang ϕ	Φ'	C' (kpa)
1.007	45.19	10.78

A-B l'état compacté à l'optimum.

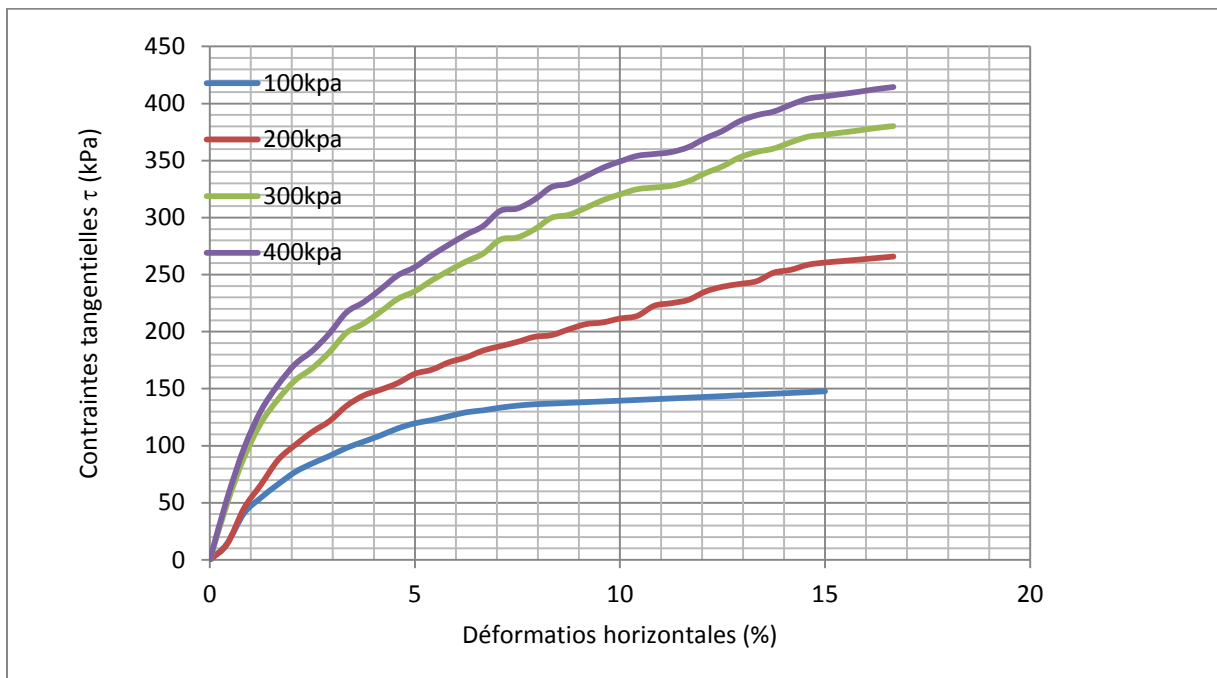


Fig V.11 : Courbes de contraintes-déformations granite seul.

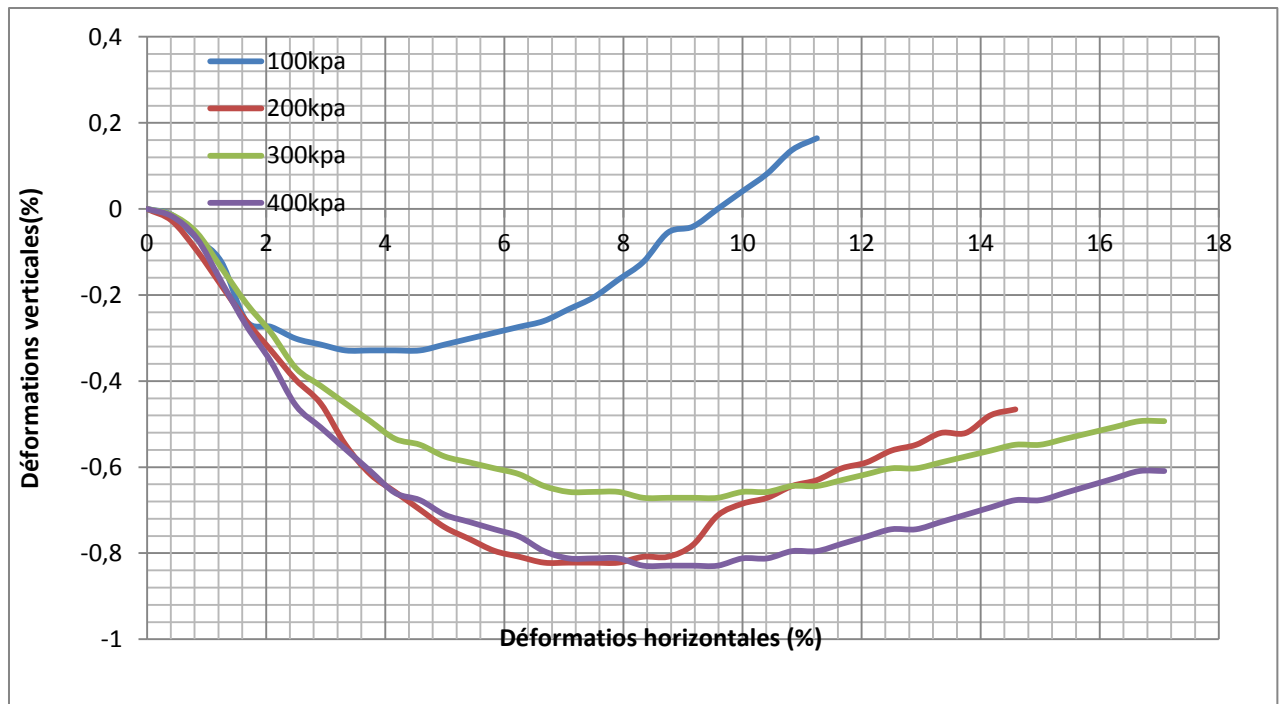


Fig V.12 : Courbes de variations de volume granite seul.

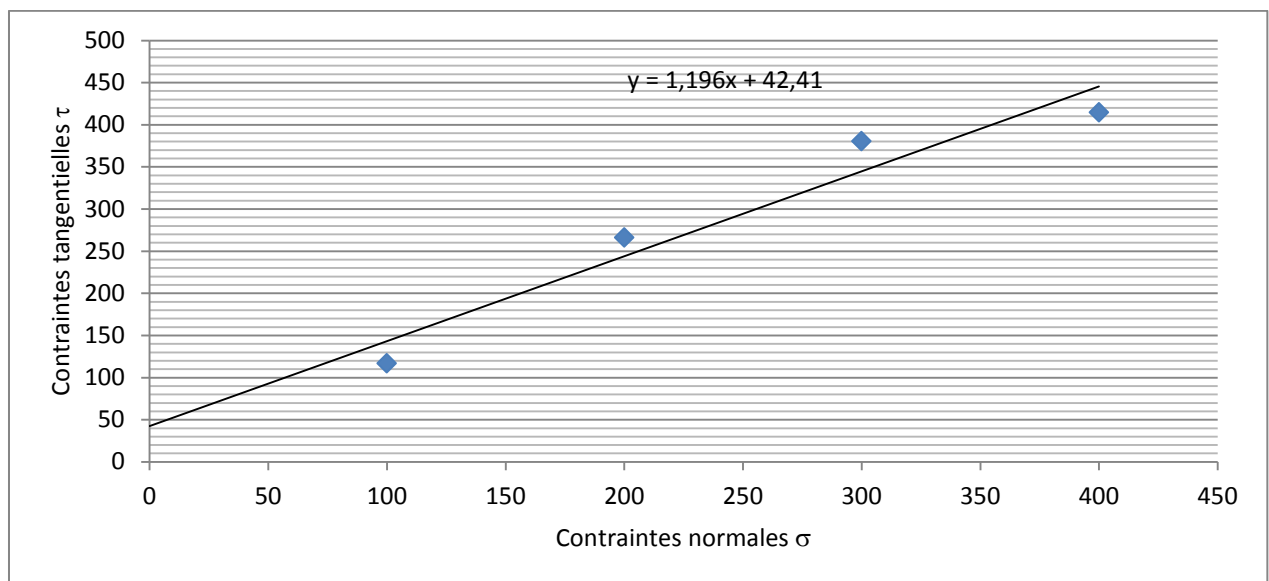


Fig V.13 : Droite intrinsèque granite seul.

Tableau V.2 : caractéristique mécanique de cisaillement à l'optimum.

Tang ϕ	Φ'	C' (kpa)
1.196	49.95	42.41

❖ **Echantillon 2 ; mélange du granite + 3%plastique.**

A-C : l'état compacter sature.

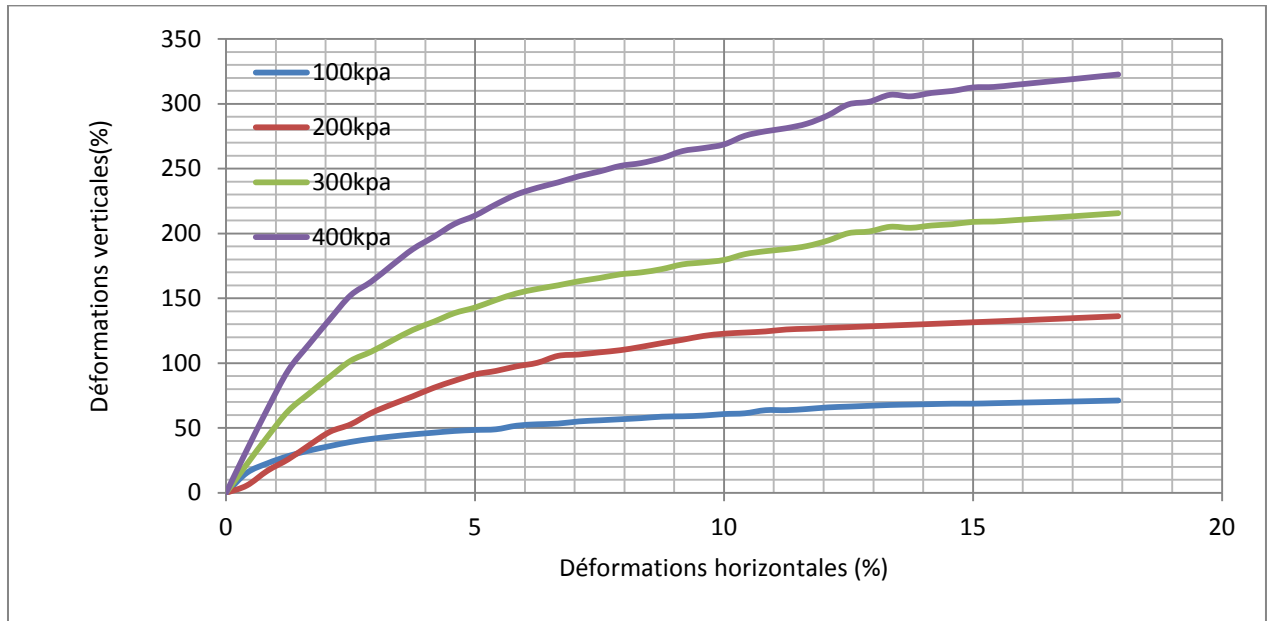


Fig V.14 : Courbes de contraintes-déformations granite+3%plastique

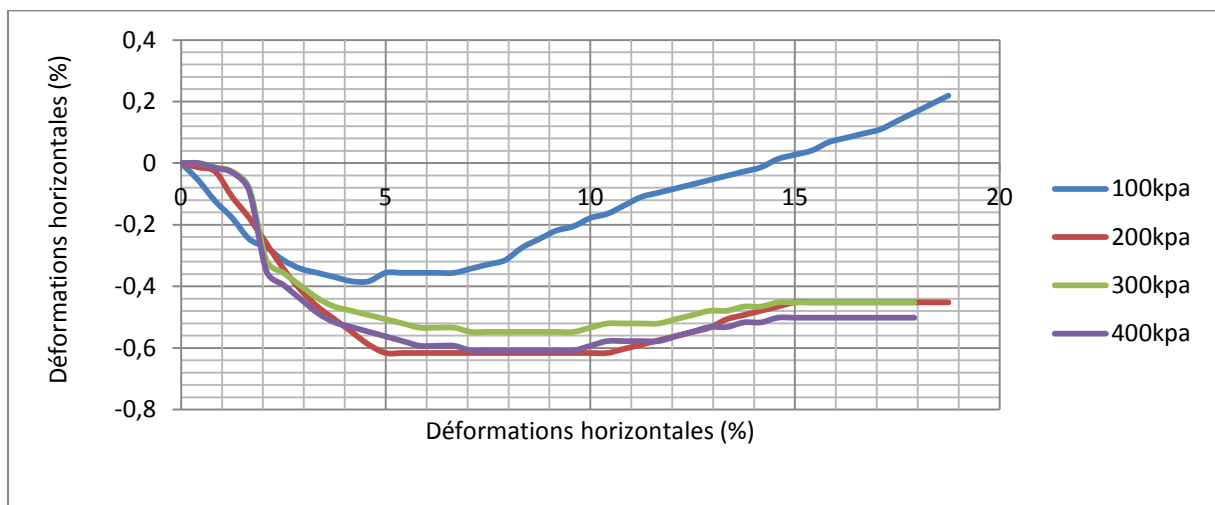


Fig V.15 : Courbes de variations de volume granite

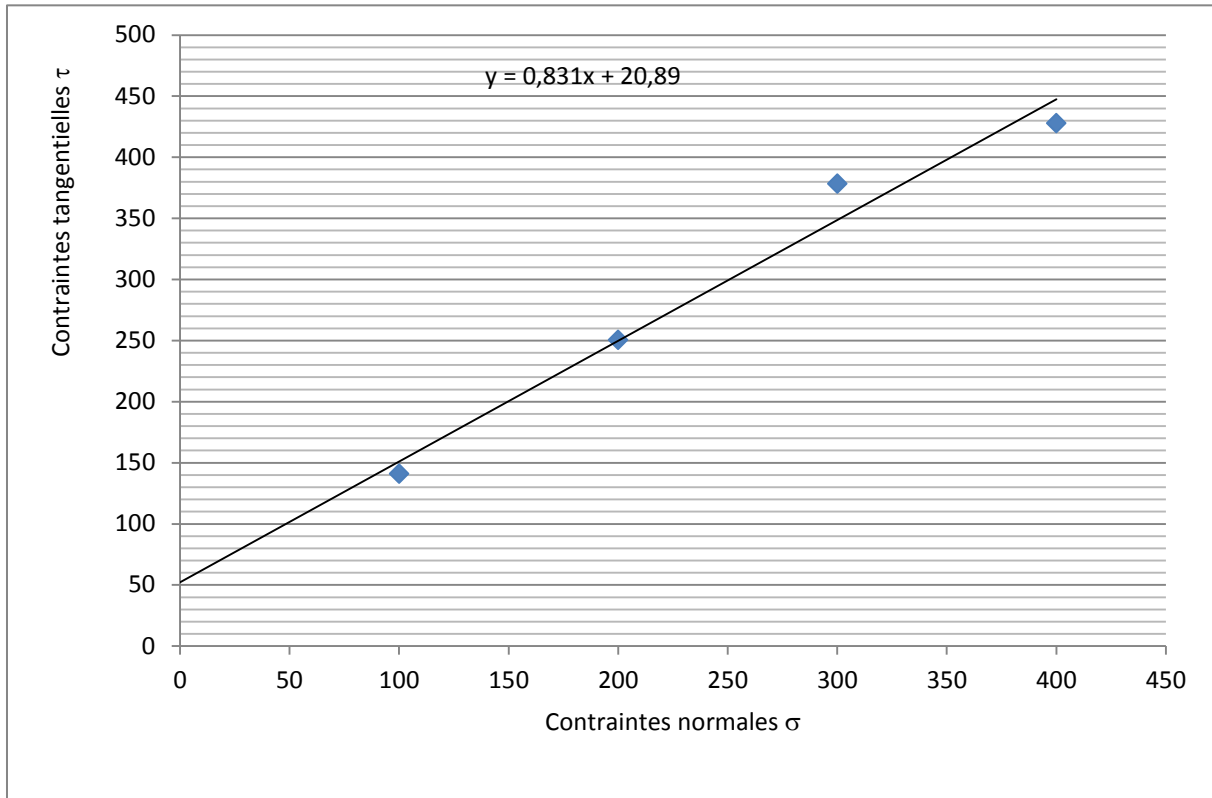


Fig V.16 : Droite intrinsèque du granite+3%plastique

Tableau V.3 : caractéristique mécaniques de cisaillement (granite+3%plas) a l'état saturé.

$\tan\phi$	Φ'	C' (kpa)
0.831	39.72	20.89

A-D l'état compacter à l'optimum.

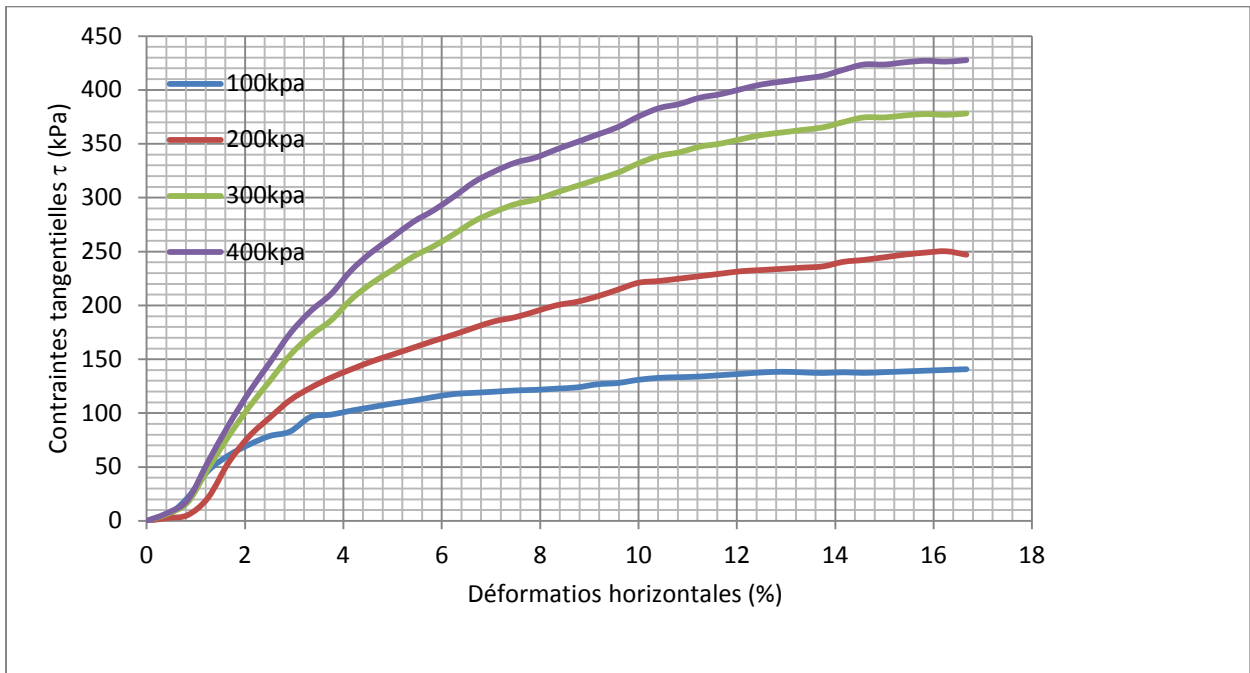


Fig V.17 : Courbes de contraintes-déformations du granite seul.

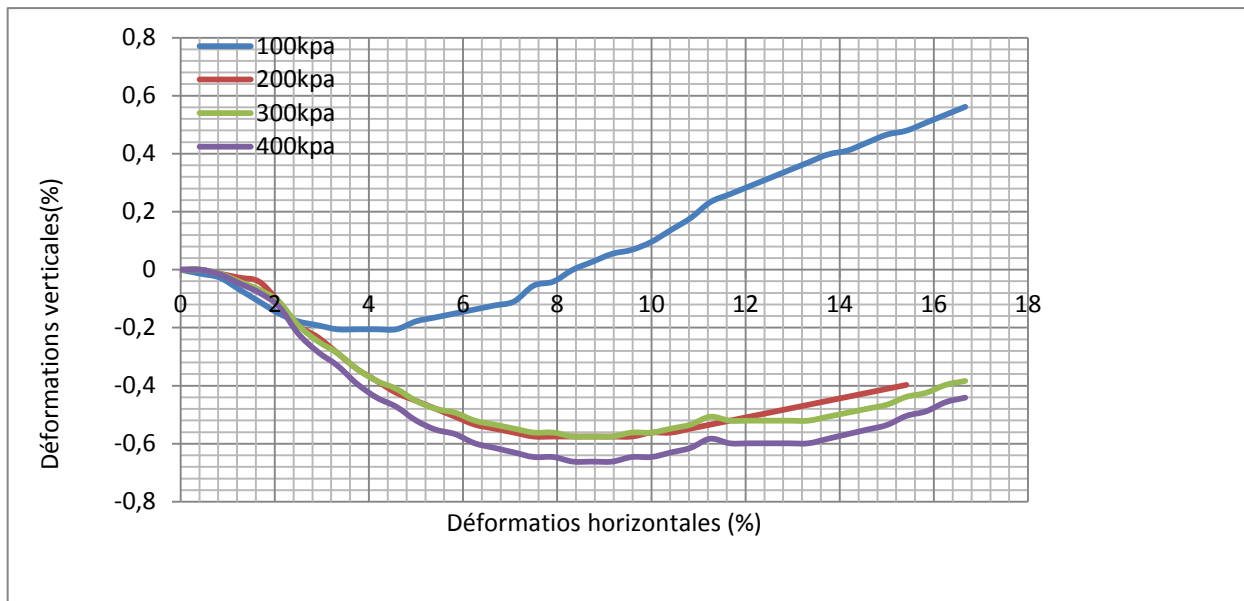


Fig V.18 : Courbes de variations de volume du granite +3%plastique.

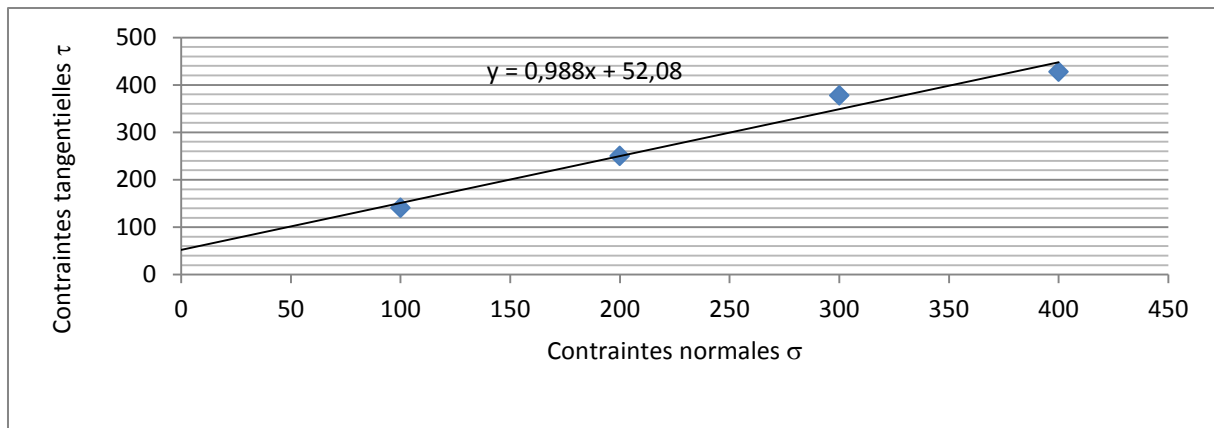


Fig V.19 : Droite intrinsèque du granite +3%plastique.

Tableau V.4 : caractéristique mécaniques de cisaillement (granite+3%pla) a l'optimum.

$\tan\phi$	ϕ'	C' (kpa)
0.988	44.65	52.08

Interprétation

- Pour les courbes tangentielles : on remarque une augmentation progressive des contraintes en augmentant la charge pour tous les états, mais pour l'état compacté à l'optimum, on remarque un rapprochement des courbes par rapport aux états saturés, et cela est dû aux pressions interstitielles qui influent sur le sol, Donc ça explique pourquoi l'eau provoque des endommagements dans les matériaux.
- Pour les courbes de variation de volume : on constate une dilatance du sol pour tous les états indiquant une augmentation de volume, Ceci est dû au désenchevêtrement des grains au cours de leur déplacement de l'état de densité initiale des échantillons. Sachant qu'un échantillon à l'état dense développe un comportement dilatant, tandis qu'un échantillon à l'état lâche développe un comportement contractant. Ces comportements sont respectivement favorisés davantage sous de faibles ou de fortes contraintes normales appliquées.
- Pour les droites intrinsèques : on constate une cohésion et un angle de frottement importants pour l'état compacté à l'optimum par rapport à l'état compacté saturé, et cela dû à l'effet de l'eau qui engendre des pressions interstitielles à l'intérieur des échantillons qui crée une aversion entre les grains.
- Pour l'ajout de plastique on remarque une augmentation importante des caractéristiques de cisaillement
- débris de plastique sont également plus fragiles et leur résistance peut évoluer sensiblement au cours des efforts de cisaillement, on a obtenus des résultats intéressants à l'ajout de plastique en cisaillement direct à la boit.

• **POUR LES COURBES GRANULOMETRIQUES**

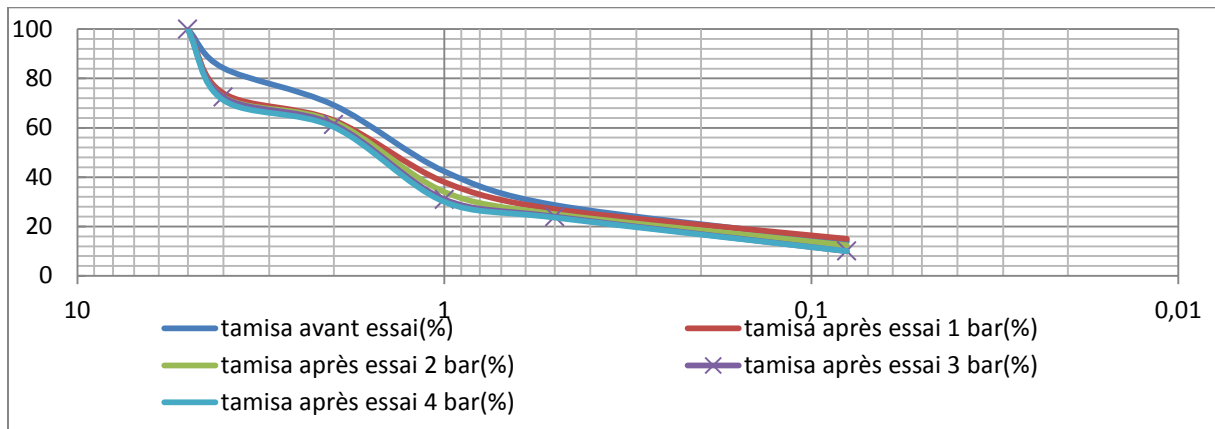


Fig V.20 : analyse granulométrique de granite seul à optimum.

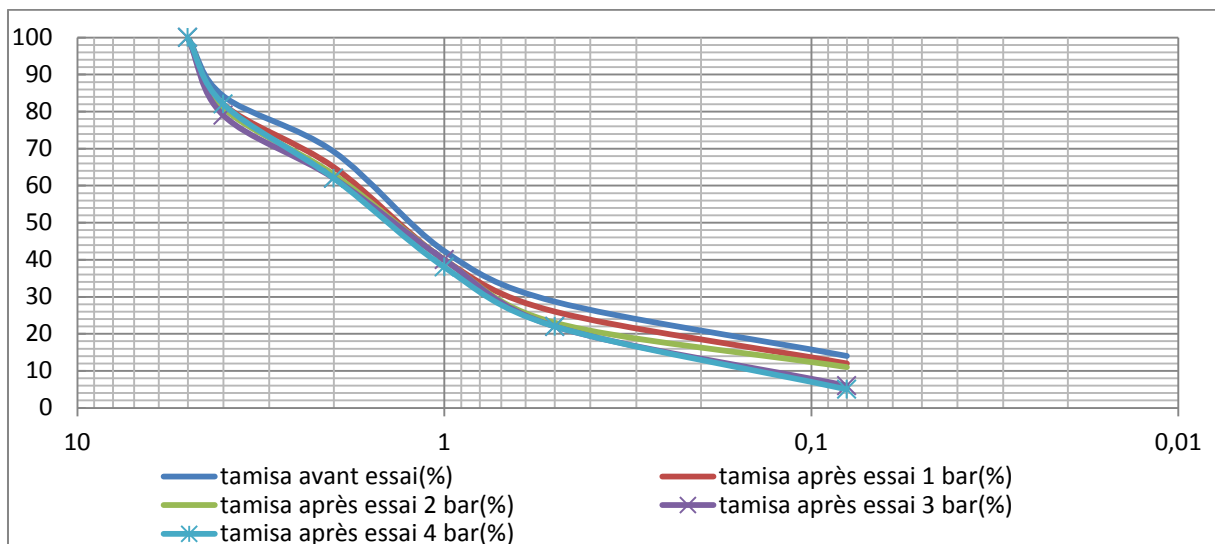


Fig V.21: analyse granulométrique de granite a l'état saturé.

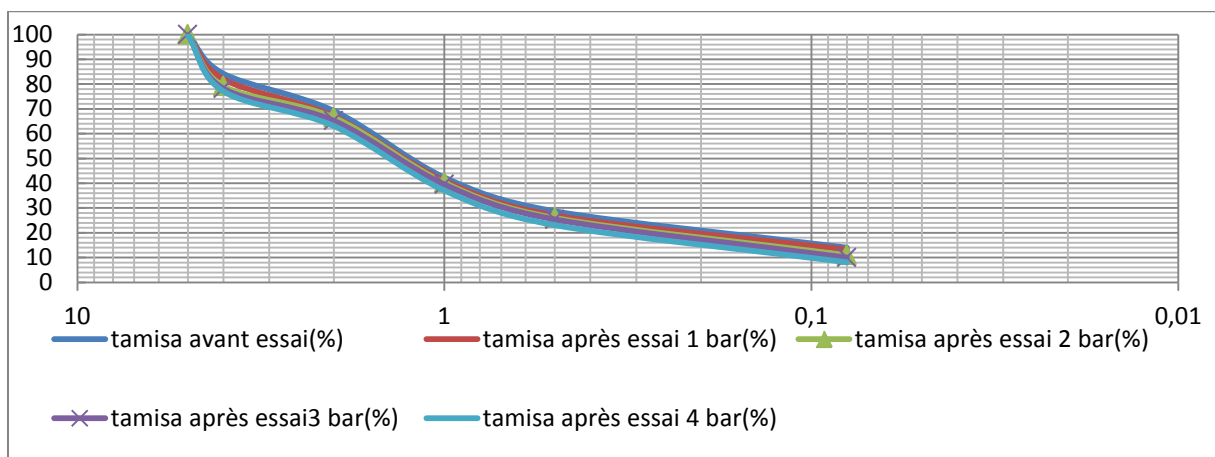


Fig V.22 : analyse granulométrique de (granite+3(%) plastique) a l'optimum

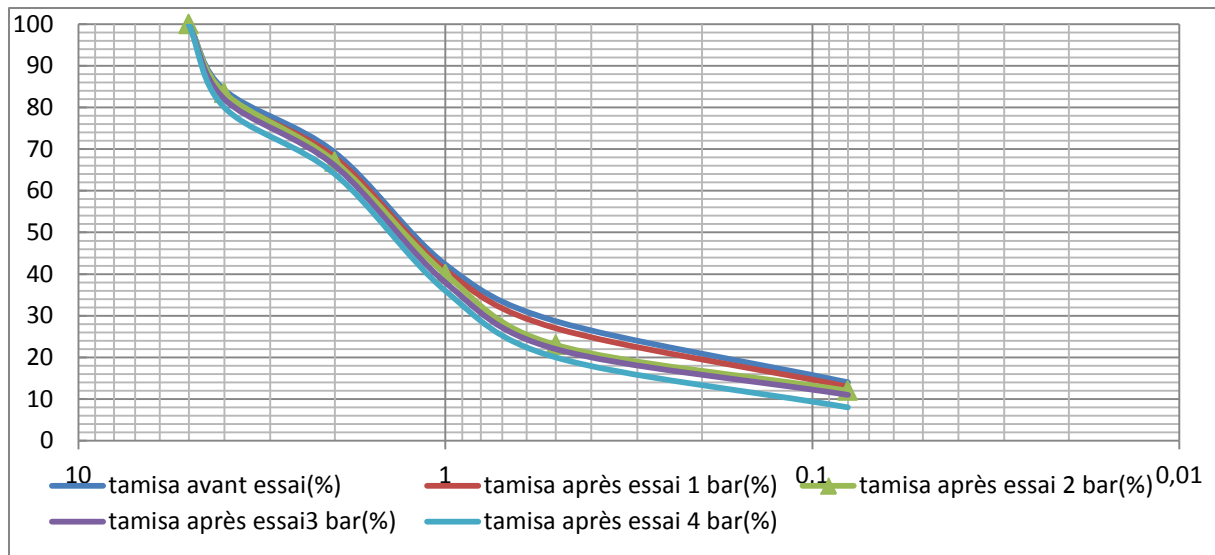


Fig V.23 : analyse granulométrique de (granite+3% plastique) a l'état saturé

REMARQUE

Pour notre Solon constate a l'œil nu qu'il n'y a pas vraiment de changement de la granulométrie avant et après essai donc la courbe granulométrique sera presque confondu pour tous les états.

Interprétation

On constate que les courbes granulométriques avant et après essai sont très rapprochées pour toutes les charges, mais on peut constater un petit changement de la granulométrie pour le sol (Granite), or cela indique que ce matériau est dur, et difficile à écraser donc y'a pas un grand écrasement des grains et pas de production importante des fines ce qui explique son utilisation dans les corps des chaussées.

V.13 : Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement de l'échantillon utilisé dans les corps de chaussées, et à savoir leurs résistances au cisaillement, leurs variations de volume et l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques.

Et connaître aussi l'intérêt de compactage des sols sur le comportement des grains, ainsi que l'écrasement des grains au cours des essais, et en fonction des contraintes aussi.

Chapitre VI

Essais de compressibilité à l'odomètre

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

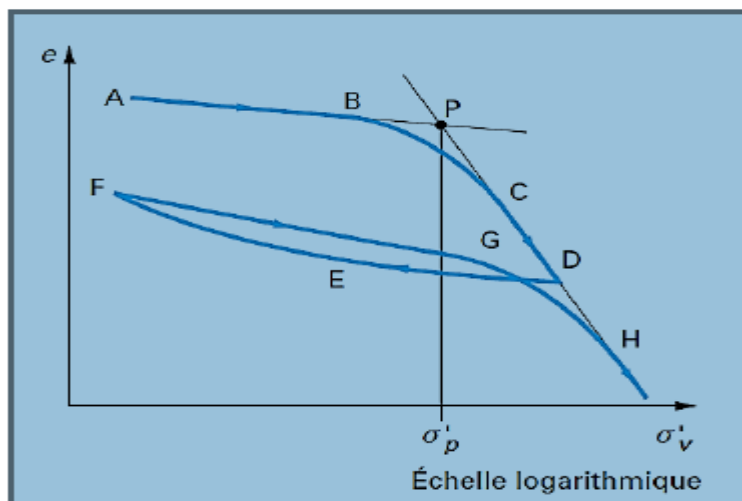
C'est un abaissement du niveau du terrain qui correspond principalement à l'évacuation d'une partie de l'eau vers des zones de moindres pressions inertielles (consolidation).

6.2.4. Odomètre

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 œnométrique

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 œnométrique. (Magnan, 2000).



FigVI.1. Courbe œnométrique (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 œnométrique

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 œnométrique. 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 odomètres utilisés sont à chargement par l'avant, ils se composent de :

Un moule œnométrique 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 ;

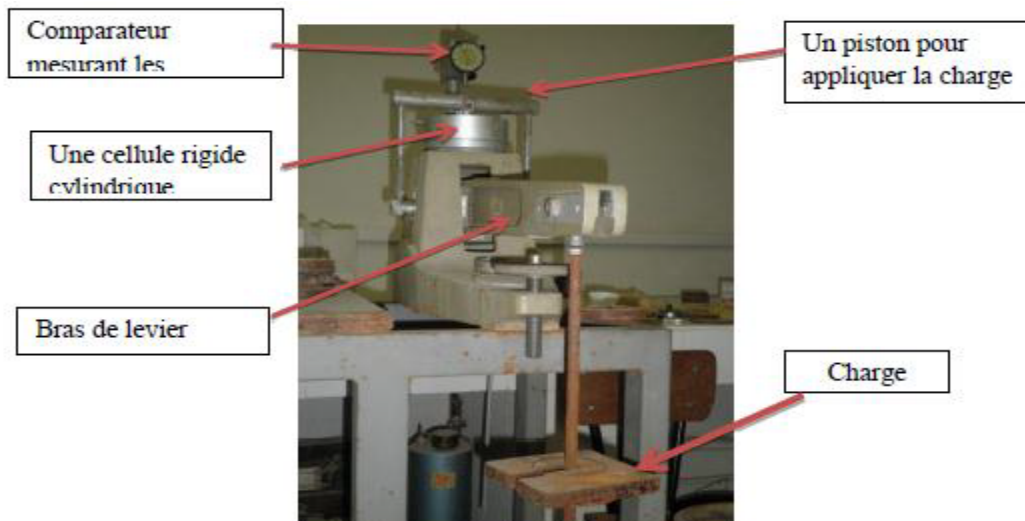
Une balance électronique de précision pour mesurer les teneurs en eau ;

Une étuve ;

Un couteau ;

Un chronomètre ;

Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.



FigVI..2. Appareillage œnométrique utilisé.

6.7. Mode opératoire

Préparation de l'éprouvette d'essai

- Humidifier le sol sec remanié avec une teneur en eau à l'optimum Proctor.
- 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 .
- Peser l'échantillon humide et le mettre dans la cellule.

6.8. Déroulement de l'essai

Les principaux points du déroulement des essais œnométriques 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'odomètre

L'essai œnométrique 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

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\rho_s \times S}$$

Avec :

H₀ : 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 œnométrique 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 $\rho = \frac{W_h}{H_0 S}$

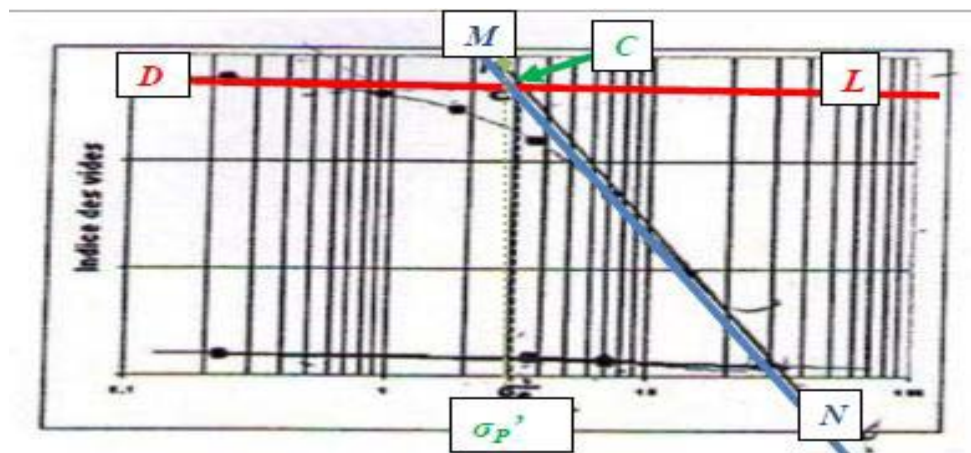
6.11. Caractéristiques de compressibilité

Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme $\Delta e - \text{Log}(\sigma)$ 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 $\sigma_{P'}$ se fait graphiquement : soit par

la méthode de Casa grande ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité comme elle est représentée par la figure IV.9.



FigVI.3. Détermination graphique de $\sigma_{P'}$

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 :

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

Contrainte de pré-consolidation

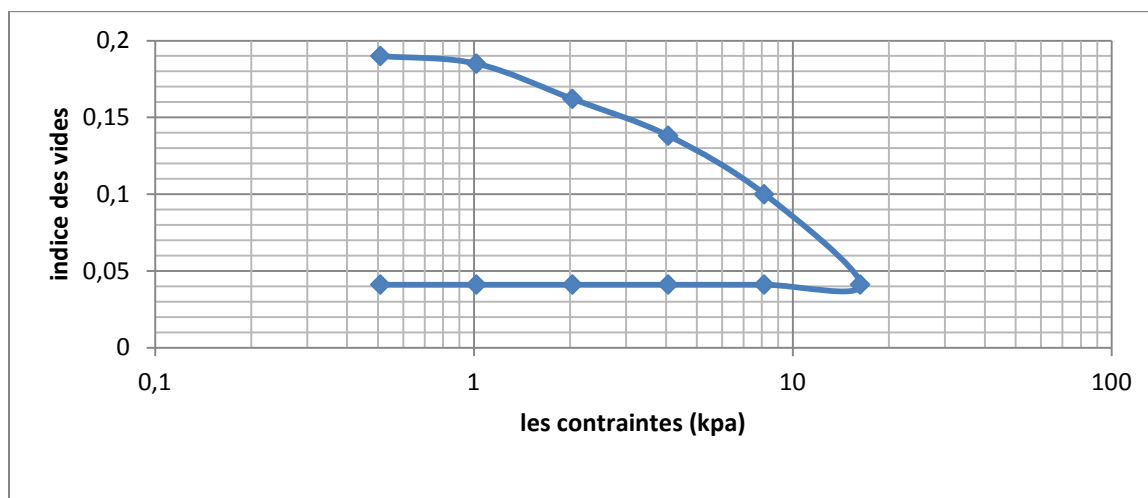
Les droites DL et MN de la figure 3 se coupent au point C. La contrainte (σ) correspondant au point C est appelée « Contrainte de Pré-consolidation » et notée σ_p' .

Présentation des essais

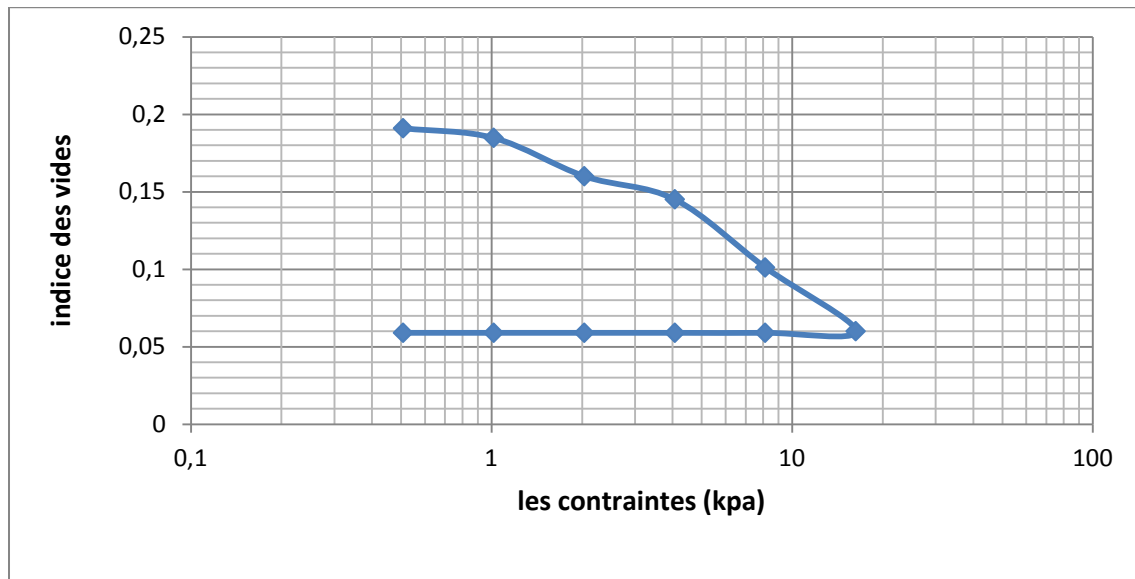
Les essais œnométriques sont réalisés dans les conditions de l'optimum (les teneurs en eau de Proctor Normal).

6.12. Expression des résultats

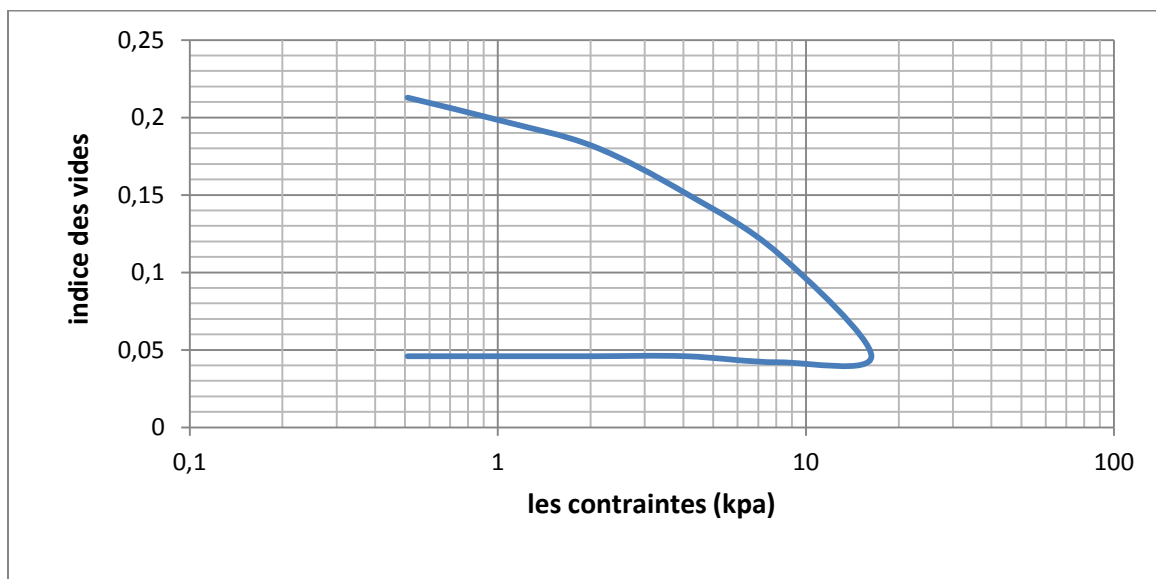
6.12.1. le granite seul a l'état compacté à l'optimum



FigVI.4 : courbe de compressibilité pour le granite a l'état compacté à l'optimum.

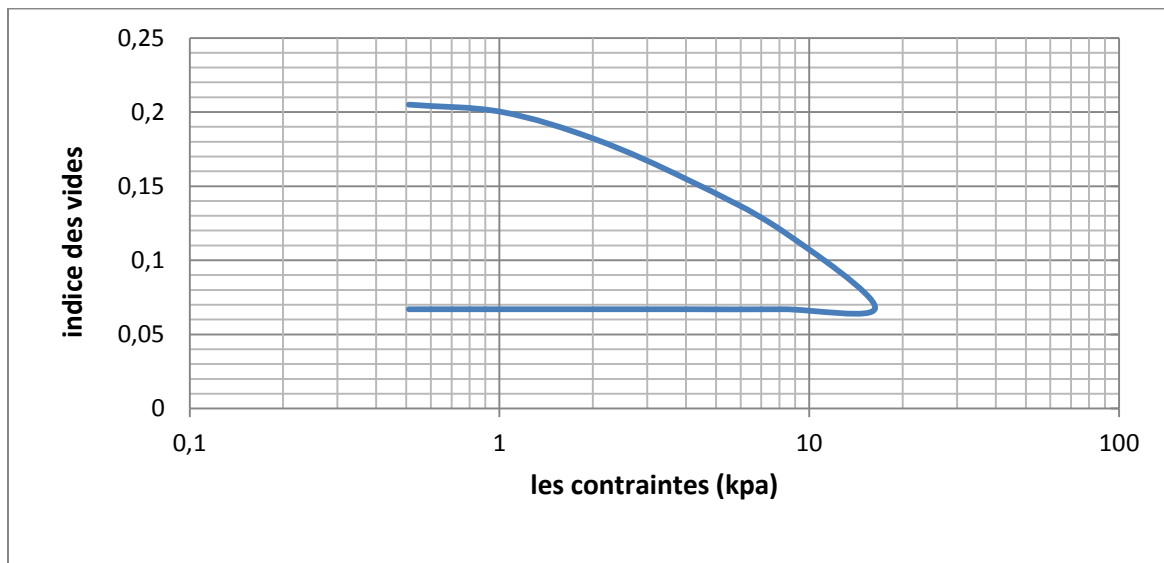
1-1 le granite seul à l'état compacté saturé.

FigVI.5 : courbe de compressibilité pour le granite à l'état compacté saturé.

2. Le granite avec 3 (%) plastique**2.1 Le granite avec 3(%) plastique à l'état compacté à l'optimum**

FigVI.6 : courbe de compressibilité pour le granite +3(%)plastique à l'état compacté à l'optimum.

2.2 Le granite avec 3(%) de plastique à l'état compacté saturé



FigVI.7 courbe de compressibilité pour le granite +3(%) de plastique à l'état compacté saturé.

Les courbes comparatives pour Le granite seul (état saturé et optimum).

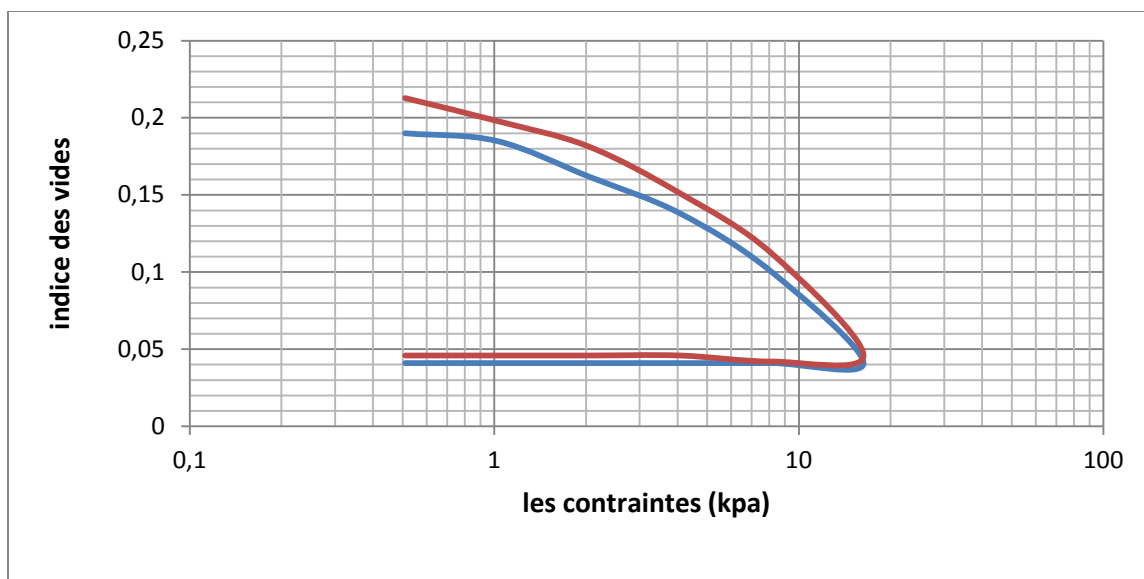


Fig VI.8 : Courbe comparative de compressibilité pour le granite seul (état saturé et optimum).

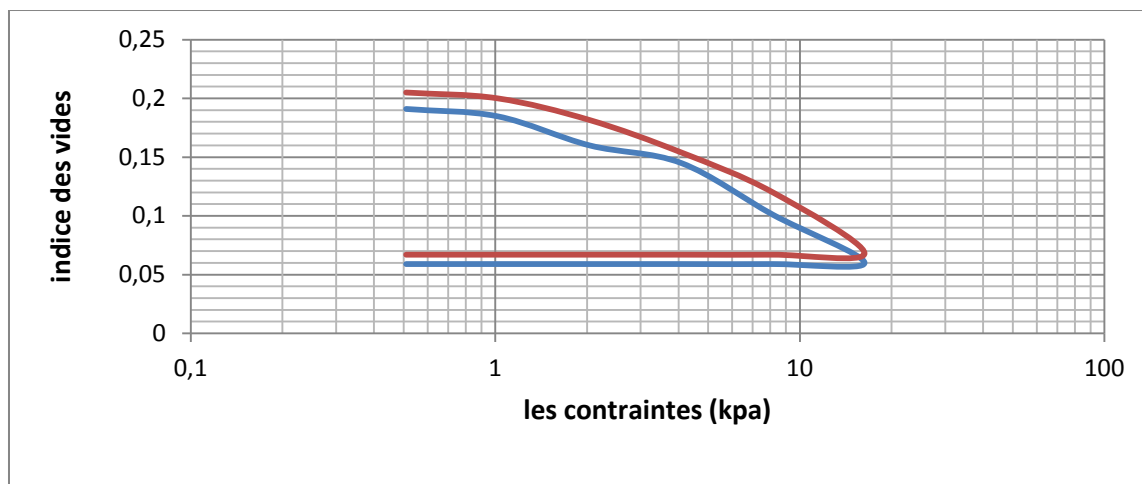
Granite + 3(%) plastique

Fig.VI.9 : courbe comparative de compressibilité (granite+plastique) (état saturé et optimum).

. Calcul de Cc et Cg :

Après avoir tracé les droite MN et DL, on a déduit la contrainte de pré-consolidation σ_p pour chaque état, ce qui nous a permis de calculer les Cc et les Cg, et classer les échantillons suivant les tableaux suivants

Tableau VI.1: Classification indice de compressibilité selon 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

D'après TERZGHI

Tableau.VI.2 : Classification indice de gonflement selon Sanglerat

Cg	Appréciation
0.04-0.25	gonflant
0.2-0.04	Peu gonflant

D'après SANGLERAT

Tableau.VI.3 : résultats de Cc et Cg pour (le Granite seul)

Etat	Cc	classification	Cg
Compacté a l'optimum	0,0093	incompressible	0,0054
Compacté saturé	0,0064	incompressible	0,0033

Tableau.VI4 : résultats de Cc et Cg pour (le granite +3%plastique).

Etat	Cc	classification	Cg
Compacté a l'optimum	0,012	incompressible	0,0062
Compacté saturé	0,0081	incompressible	0,0058

6.13 Interprétation des résultats

- Les courbes obtenus comportent trois segment, elles commencent par un segment de faible pente où la réduction des vides et le tassement de l'échantillon demeurent faibles, pour ensuite s'incliner à l'approche d'une pression notée σ'_p (pressions de pré consolidation).
- Quand la pression dépasse la pression de pré consolidation, le tassement s'accroît et l'indice des vides diminue considérablement.
- D'après les résultats apportés par le **tableau** VI.3. et VI.4. nous pouvons classer les échantillons étudiés dans la catégorie des sols incompressibles car les indices de compressibilités obtenus sont $<0,02$.
- Pour les indices de gonflement pour (le granite +plastique) qui sont $< 0,02$ dans tous les cas, alors on peut dire que le gonflement est nul.
- Les combinaisons saturées sont les moins compressibles. Ceci peut être dû à une faible dissipation des pressions interstitielles de la cellule utilisée, vu que le drainage est fait uniquement par les pierres poreuses. Donc ces pressions provoquent une réaction contre les contraintes appliquées et évitent la compressibilité du matériau.
- Les essais de compressibilité montrent que les mélanges de granite+3% plastique, ont un Cc inférieurs à 0.02, donc, d'après TERZAGHI (tableau VI.2), ils sont considérés incompressibles.
- Nous pouvons dire que, les mélanges deviennent plus stables à la compressibilité avec l'ajout de plastique
- 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.

Conclusion

Les essais de compressibilité à l'œdomètre en chargement-déchargement, réalisés sur les combinaisons du granite + plastique, ont permis d'analyser le comportement du matériau étudié sous ce type de sollicitation.

Cependant, les valeurs du coefficient de compressibilité obtenues sur les différentes combinaisons $C_c < 0.02$ permettent de dire que le matériau est incompressible.

Tandis que les valeurs du coefficient de gonflement obtenues sur les différents échantillons ($C_g < 0.02$) permettent de dire (selon Sanglerat, 1981) que le matériau ne gonfle pas.

Conclusions et perspectives

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 plastique des bouteilles d'eau, 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 plastique 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 granite et de différentes proportions de débris de plastique. 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'oedomètre.

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

- Des proportions de 1 à 2 et 3% et de plastique, améliorent sensiblement la densité des mélanges à des teneurs en eau réduites. Les mélanges présentent ainsi une bonne aptitude au compactage.
- L'ajout de plastique 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 aux boîtes, traduites par des angles de frottement interne très importants.
- Les mélanges étudiés sont incompressibles en chargement aux essais Oedométriques et non gonflant en déchargement.

Les mélanges étudiés (granite + débris de plastique) présentent ainsi des propriétés mécaniques très intéressantes pour un matériau de chaussée. En outre, ils sont assez imperméables. 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.

Références bibliographiques

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

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

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

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

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

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

Beghin A., 2003. Etude de la rupture des bitumes à basse température : influences des facteurs de composition et de la rhéologie des liants. Thèse : Université Paris VI.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Mohamed Touhami GOUASMI.2013 effet d'agrégats légers a la base Polyterephthalate d'éthylène sur les propriétés des mortiers .
Mémoire de magistère chimie, université d'oran.

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

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

Sites internet

<http://www.lesplastiquesendebat.com/>

www.laconstruction.be
info@fvbffc.be

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

www.emwelt.lu