

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou(UMMTO)
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

*Caractérisation géotechnique des granulats
des carrières : EL MAHAROUN et IBOUDRARENE
en vue de leur exploitation dans le domaine routier*

Présenté par: **M^{elle} MEZIANI THIZIRI**

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Devant le jury composé de :

Mr GABI Smail..... Professeur à l'UMMTOPrésident.

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

Mr BOUDLAL OmarMaitre de conférences A à l'UMMTOPromoteur.

Promotion : 2020 / 2021

Remerciements

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

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon promoteur **Mr Boudlal Omar**, Maître de conférences à l'UMMTO, pour ses conseils judicieux, sa patience, la disponibilité dont il a toujours fait épreuve à mon égard et pour la qualité de son encadrement exceptionnel.*

*J'exprime ma vive reconnaissance à tous les membres de jury, **Mr GABI Smaïl** et **Mme BELHASSANI Ouarda** qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.*

*Mes chaleureux remerciements sont adressés aux responsables du laboratoire L.G.E.A et MDS de l'UMMTO, **Mr Lachebi Kamel** et **Mme BOUAZZOUNI Fatima**, pour leurs soutiens, disponibilité surtout leur confiance. Je remercie aussi le doctorant **Mr Amara Idir** qui m'a beaucoup aidé.*

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

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie, en exprimant la gratitude durant toute notre existence.

C'est avec l'expression de ma reconnaissance que je dédie ce travail accompagné d'un profond amour ;

*A mon encadreur **Mr Boudlal Omar** ;*

*A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour incessible, **ma Mère** ;*

*A mon support dans ma vie, qui m'a appris et ma dirigé vers la gloire, **mon Père** ;*

*A une personne très chère qui a été toujours là pour moi, **Grand-mère**;*

*A mes chères tantes: **Salha, Tassadith, Keltoum, Malha et Dehbia** ; sans oublier leurs maris que je remercie infiniment pour leurs soutiens;*

*A mes chères oncles, en particulier : **M^{ed} Larbi, Hassan, M^{ed} Ameziane, Ouali, Hadi**, sans oublier leurs épouses ;*

A tous mes chers cousins, cousines, nièces et neveux ;

*A toute la **promotion géotechnique 2020/2021**, en particulier **ma chère Cylia** avec laquelle j'ai partagé les bons et mauvais moments, sans oublier : **Souhila, Katia, Sara, Taous, Arezki, Mourad et Saïd** ; qui m'ont beaucoup aidé, je vous dédie ce travail.*

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Les différents types de granulats.	4
Figure I.2. Alluvions de gravier sur la rivière Danuber	6
Figure I.3. Carrière de roche massive	7
Figure I.4. Granulats concassés	8
Figure I.5. Granulats roulés	9
Figure I.6. Processus de fabrication des granulats	10
Figure I.7. Forme d'un granulat	17
Figure I.8. Structure type d'une chaussée souple	22
Figure I.9. Construction d'une chaussée en béton de ciment	22
Figure I.10. Constitution d'une chaussée à structure mixte	23
Figure I.11. Constitution d'une chaussée à structure semi-rigide	23
Figure I.12. Constitution d'une structure de chaussée type	24

Chapitre II

Figure II.1. Localisation géographique de l'échantillon n°1	28
Figure II.2. Localisation géographique de l'échantillon n°2	29
Figure II.3. Matériel utilisé.	33
Figure II.4. Tamiseuse électrique	37
Figure II.5. Courbe granulométrique des différents échantillons	39
Figure II.6. Définition de l'équivalent de sable	42
Figure II.7. Essai d'équivalent de sable	42
Figure II.8. Matériel d'essai au bleu de méthylène	44
Figure II.9. Résultats de l'essai à la tâche sur les différents échantillons étudiés	45

Chapitre III

Figure III.1. Compactage des sols	49
Figure III.2. Objectifs de compactage	49
Figure III.3. Stabilisation par compactage de surface	50
Figure III.4. Densification d'un terrain par compactage dynamique	51
Figure III.5. Vibrocompactage	52

Figure III.6. Influence de la teneur en eau sur le compactage	53
Figure III.7. Influence de l'énergie de compactage sur le compactage.....	54
Figure III.8. Influence de type de sol sur le compactage	55
Figure III.9. Rouleaux à bandage lisse	57
Figure III.10. Domaine d'emploi des principaux engins de compactage	59
Figure III.11. Différentes méthode pour mesurer la compacité	61
Figure III.12. Diagramme Proctor simple	62
Figure III.13. Modèle de courbe Proctor	66
Figure III.14. Matériel utilisé pour l'essai Proctor	67
Figure III.15. Exécution de l'essai Proctor modifié	68
Figure III.16. Courbe Proctor modifié de l'échantillon n°1.	69
Figure III.17. Courbe Proctor modifié de l'échantillon n°2.	70
Figure III.18. Courbe comparative des essais Proctor modifié	71
Figure III.19. Les teneurs en eau optimales des différents matériaux.	72
Figure III.20. Les densités sèches maximales des différents matériaux	72
Figure III.21. Corps de la chaussée selon le trafic	73
Figure III.22. Confection de l'éprouvette pour essai CBR	75
Figure III.23. Presse C.B.R.	75
Figure III.24. Résultat du poinçonnement	76
Figure III.25. Etape d'immersion, cas du CBRimm.	77
Figure III.26. Courbe enfoncement-forces de l'essai CBR immédiat de l'échantillon n°1.	78
Figure III.27. Courbe enfoncements-forces de l'essai CBR immersion de l'échantillon n°1. ..	78
Figure III.28. Courbe enfoncement-forces de l'essai CBR immédiat de l'échantillon n°2.	79
Figure III.29. Courbe enfoncements-forces de l'essai CBR immersion de l'échantillon n°2....	79
Figure III.30. Les indices CBR immédiat et après immersion des différents échantillons	80
Figure III.31. Indice CBR immédiat des différents échantillons	81
Figure III.32. Indice CBR immersion des différents échantillons	81

Chapitre IV

Figure IV.1. Appareillage Micro Deval.	83
Figure IV.2. Résultat Essai Micro Deval	85
Figure IV.3. Appareillage Los Angeles	87
Figure IV.4. Différentes étapes de l'essai de fragmentabilité	92
Figure IV.5. Résultats d'essai de fragmentabilité sur l'échantillon N°1.	93

Figure IV.6. Résultats d'essai de fragmentabilité sur l'échantillon N°2.	93
Figure IV.7. Différentes étapes de l'essai de dégradabilité	96
Figure IV.8. Résultats d'essai de dégradabilité sur l'échantillon N°1.	97
Figure IV.9. Résultats d'essai de dégradabilité sur l'échantillon N°2.	97

Chapitre V

Figure V.1. Courbe de contraintes-déformations	100
Figure V.2. Droite intrinsèque.	100
Figure V.3. Droites intrinsèques des différentes catégories de sols.	103
Figure V.4. Droite intrinsèque d'un essai (CD).	104
Figure V.5. Droite intrinsèque d'un essai (CU).	104
Figure V.6. Droite intrinsèque d'un essai (UU).	105
Figure V.7. Principe de la boîte de cisaillement	106
Figure V.8. Boîte de cisaillement.	106
Figure V.9. Machine de cisaillement automatisé	107
Figure V.10. Cellule de cisaillement	107
Figure V.11. Exécution de l'essai	108
Figure V.12. Échantillons après cisaillement	109
Figure V.13. Courbes contraintes-déformations de l'échantillon n°1.	110
Figure V.14. Courbes contraintes-déformations de l'échantillon n°2.	110
Figure V.15. Courbes de variation du volume de l'échantillon n°1.	111
Figure V.16. Courbes de variation de volume de l'échantillon n°2.	111
Figure V.17. Droite intrinsèque de l'échantillon n°1.	112
Figure V.18. Droite intrinsèque de l'échantillon n°2.	112

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Différents types de granulats issus de roches massives	7
Tableau I.2. Substances indésirables sur l'utilisation des granulats	14
Tableau I.3. La teinte des granulats en fonction de l'origine minéralogique	21

Chapitre II

Tableau II.1. Les résultats de la teneur en eau des différents échantillons	30
Tableau II.2. Résultats des masses volumiques sèches des différents échantillons	31
Tableau II.3. Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche	32
Tableau II.4. Résultats de la masse volumique humide des différents échantillons.	32
Tableau II.5. Résultats de la détermination de la masse volumique des grains solides	33
Tableau II.6. Interprétation des degrés de saturation (Terzaghi, 1943)	35
Tableau II.7. Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux étudiés	36
Tableau II.8. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de l'échantillon n°1	38
Tableau II.9. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de l'échantillon n°2	38
Tableau II.10. Classes de granulométrie de sols (NF P 94-056, 1996)	39
Tableau II.11. Résultats d'analyse granulométrique des échantillons	40
Tableau II.12. Les résultats de l'équivalent de sable des différents échantillons	43
Tableau II.13. Classification des sables. (NF P 18-598, 1991)	43
Tableau II.14. Résultats de l'essai au bleu de méthylène (VBS)	45
Tableau II.15. La classification des sols vis-à-vis de la valeur de bleu de méthylène	46
Tableau II.16. Composition minéralogique de l'échantillon n°1.	46
Tableau II.17. Résultats de l'analyse chimique des deux échantillons.	47

Chapitre III

Tableau III.1. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié	64
Tableau III.2. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes. (NF P 94-093, 1999)	65
Tableau III.3. Résultats de l'essai Proctor modifié échantillon n°1	69
Tableau III.4. Résultats de l'essai Proctor modifié échantillon n°2	70
Tableau III.5. Evolution des teneurs en eau et des masses volumiques sèches pour les différents échantillons.	71
Tableau III.6. Résultats d'essai CBR pour les deux échantillons	79

Tableau III.7. Classe de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984).....	80
---	----

Chapitre IV

Tableau IV.1. Charges abrasives en fonction de la classe granulaire (NF P18-572, 1990).....	85
Tableau IV.2. Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval (NF P18-572, 1990).....	86
Tableau IV.3. Les résultats Micro Deval des deux échantillons	86
Tableau IV.4. Charge de boulet suivant le type de classe granulaire.....	89
Tableau IV.5. Les résultats Los Angeles des deux échantillons	89
Tableau IV.6. Tableau de référence des valeurs de Los Angeles (NF P 18-573, 1990)	90
Tableau IV.7. Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure	90
Tableau IV.8. Coefficients L_A et M_{DE} pour les différents échantillons	91
Tableau IV.9. La valeur du coefficient de fragmentabilité des différents échantillons	94
Tableau IV.10. Valeurs de références (NF P 94-066, 1992).....	94
Tableau IV.11. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG	96
Tableau IV.12. La valeur du coefficient de dégradabilité des différents échantillons.....	98

Liste des Principales Notions et Indices

Indices	Désignations
W	Teneur en eau naturelle
M_h	Masse humide
M_d	Masse des grains solides
M_w	Masse de l'eau
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_h	Masse volumique humide
ρ_s	Masse volumique des particules solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau
e	Indice des vides
S_r	Degré de saturation
n	Porosité
γ_d	Densité sèche
V_w	Volume de l'eau
V_s	Volume des particules solides
V_v	Volume des vides
V	Volume total
W_l	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
W_s	Limite de retrait
W_{opm}	Teneur en eau de l'optimum Proctor modifié
W_{opn}	Teneur en eau de l'optimum Proctor normal
W_n	Teneur en eau naturelle
W_{opt}	Teneur en eau optimale
PN	Proctor normal
PM	Proctor modifié

Δh	Variation de hauteur mesurée
H	Hauteur initiale de l'éprouvette
G	Gonflement linière relatif
CBR_{imm}	Indice CBR après immersion
M_{DE}	Coefficient micro deval
L_A	Coefficient Los Angeles
DG	Coefficient de dégradabilité
FR	Coefficient de fragmentabilité
D₁₀	Diamètre du tamis correspondant à 10% de tamisât
φ	Angle de frottement interne
C	cohésion
φ'	Angle de frottement effectif
C'	cohésion drainée
C_u	Cohésion apparente
φ_u	Angle de frottement apparent
Sc	Section corrigée
L	Longueur de la boite de cisaillement
ΔL	Déplacement horizontale
Δv	Variation de volume en pourcentage
ΔV	Variation volumique
τ	Contrainte tangentielle
T	Force de cisaillement
ϵ_h	Déformation horizontale
σ	Contrainte normale appliquée

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les granulas

I.1. Introduction.....	3
I.2. Les sols.....	3
I.3. Les matériaux granulaires	3
I.4. Les granulats(Agrégats)	4
I.5. Types des granulats.....	5
I.5.1. En fonction de leurs masses volumiques réelles.....	5
I.5.1.1. Granulats légers	5
I.5.1.2. Granulats courants	5
I.5.1.3. Granulats lourds	5
I.5.2. En fonction de leurs origines	5
I.5.2.1. Les granulats naturels	5
I.5.2.2. Les granulats artificiels	7
I.5.2.3. Les granulats recyclés	8
I.5.3. En fonction de la forme de leurs grains	8
I.5.3.1. Les granulats concassés	8
I.5.3.2. Les granulats roulés	8
I.6. Production des granulats	9
I.7. Qualités et propriétés des granulats	11
I.8. Fonctions des granulats.....	12
I.9. Détériorations des granulats.....	12
I.9.1. Détérioration par usure mécanique	13
I.9.2. Détérioration par pollution.....	13
I.9.3. Détérioration par Altération	14
I.10. Les caractéristiques des granulats	15
I.10.1. Les caractéristiques géologiques.....	15
I.10.2. Les caractéristiques géotechniques	16
I.10.2.1. Les caractéristiques géométriques	16
I.10.2.2. Les caractéristiques physico-chimiques.....	18

I.10.2.3. Les caractéristiques mécaniques	19
I.10.2.4. Les caractéristiques chimiques	20
I.10.2.5. Les caractéristiques esthétiques	21
I.12. Conclusion	27

Chapitre II: Identification des matériaux

II.1. Introduction	28
II.2. Origine des échantillons d'essais.....	28
II.3. Identification des matériaux	29
II.3.1. La teneur en eau (NF P90-050)	29
II.3.1.1.Expression des résultats.....	30
II.3.1.2. Interprétations des résultats	30
II.3.2. Les masses volumiques	31
II.3.2.1. Détermination de la masse volumique sèche (ρ_d) (NF P94-053)	31
II.3.2.1.1.Expression des résultats.....	31
II.3.2.1.2. Interprétations des résultats	32
II.3.2.2. Détermination de la masse volumique humide (ρ_h).....	32
II.3.2.2.1. Expression des résultats.....	32
II.3.2.3. La masse volumique des particules solides des sols (ρ_s) (NF P 94-054).....	32
II.3.2.3.1.Expression des résultats.....	33
II.3.3.1. Indice des vides " e "	34
II.3.3.1.1. Expression des résultats.....	34
II.3.3.1.2. Interprétation des résultats.....	34
II.3.3.2. Degré de saturation "sr "	34
II.3.3.2.1. Expression des résultats.....	35
II.3.3.2.2. Interprétation des résultats.....	35
II.3.3.2. La porosité " n "	35
II.3.3.2.1. Expression des résultats.....	35
II.3.3.2.2. Interprétation des résultats.....	36
II.3.4. Analyse granulométrique.....	36
II.3.4.1. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056)	36
II.3.4.2. L'analyse granulométrie par sédimentation (NF P 94-057)	41
II.3.5. Equivalent de sable (NF P 18-598).....	41
II.3.5.1. Expression des résultats.....	43

II.3.5.2. Interprétation des résultats.....	43
II.3.6. Limite d'Atterberg (NF P 94-051) (1993).....	44
II.3.7. L'essai au bleu de méthylène – Essai à la tâche (NF P 94 – 068).....	44
II.3.7.1. Expression des résultats.....	45
II.3.7.2. Interprétation des résultats.....	46
II.3.8. L'analyse chimique et minéralogique.....	46
II.3.8.1. Expression des résultats.....	46
II.3.8.2. Interprétations des résultats	47
II.4. Conclusion	47

Chapitre III: Compactage et portance des matériaux étudiés

III.1. Introduction	48
III.2. Définition du compactage	48
III.3. Objectifs du compactage	49
III.4. Les modes de compactage.....	50
III.4.1. compactage de surface	50
III.4.2. Compactage dynamique	50
III.4.3. Vibrocompactage	51
III.5. Paramètres influençant le compactage	52
III.5.1. Influence de la teneur en eau.....	52
III.5.2. Influence de l'énergie de compactage.....	53
III.5.3. Influence de la granulométrie.....	54
III.5.4. Influence du type de sol	55
III.5.5. Influence de la méthode de compactage	55
III.6. Le compactage in situ.....	56
III.6.1. Les engins de compactage.....	56
III.6.1.1. Classement des engins.....	56
a. Rouleaux à bandage lisse.....	57
b. Rouleaux à pneu	57
c. Rouleaux vibrants.....	57
d. Rouleaux à pieds dameurs	58
III.6.2. des facteurs caractérisant l'engin	58
III.6.2.1. Notion de planche d'essai	58
III.6.2.2. Influence de la vitesse de l'engin	58

III.6.2.3. Influence du nombre de passes.....	59
III.7. Contrôle de la compacité.....	60
III.7.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2).....	60
III.7.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1).....	60
III.7.3. Le soildensity gauge (SDG).....	60
III.7.3. L'essai à la plaque NF P 94-117-1.....	61
III.8. Les essais de compactage au laboratoire.....	61
III.8.1. Les essais Proctor.....	62
III.8.2. Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sol.....	62
III.8.3. Principe de l'essai Proctor.....	63
III.9. Essai Proctor modifié (NF P 94-093).....	65
III.9.1. But de l'essai.....	65
III.9.2. Principe de l'essai.....	65
III.9.3. Matériel utilisé.....	66
III.9.4. Exécution de l'essai.....	67
III.9.5. Expression des résultats.....	68
III.9.6. Interprétations des résultats.....	71
III.10. Essai de portance Californien (California Bearing Ratio ; CBR) (NF P 94-078).....	72
III.10.1. Définition.....	72
III.10.2. But de l'essai.....	73
III.10.3. Principe de l'essai.....	74
III.10.4. Appareillage.....	74
III.10.5. Détermination de l'indice CBR immédiat.....	75
III.11.6. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)....	76
III.11.6.1. But de l'imbibition (immersion dans l'eau).....	76
III.10.6.2. Mode opératoire.....	77
III.10.7. Expression des résultats.....	78
III.11. Conclusion.....	82

Chapitre IV : Essais routiers

IV.1. Introduction.....	83
IV.2. Essai d'usure Micro-Deval (NF P 18-572).....	83
IV.2.1. Définition.....	83
IV.2.2. But de l'essai.....	84

IV.2.3. Principe de l'essai	84
IV.2.4. Préparation du matériau	84
IV.2.5. Mode opératoire	84
IV.2.6. Expression des résultats	86
IV.2.7. Interprétation des résultats	86
IV.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573).....	87
IV.3.1. Définition	87
IV.3.2. But de l'essai.....	87
IV.3.3. Principe de l'essai	88
IV.3.4. Appareillage	88
IV.3.5. Préparation du matériau	88
IV.3.6. Exécution de l'essai	88
IV.3.7. Expression des résultats	89
IV.3.8. Interprétations des résultats.....	90
IV.4. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066).....	91
IV.4.1. Définition	91
IV.4.2. Principe de l'essai	91
IV.4.3. Appareillage	92
IV.4.4. Mode opératoire	92
IV.4.5. Expression des résultats	93
IV.4.6. Interprétations des résultats.....	94
IV.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)	94
IV.5.1. Appareillage	95
IV.5.2. Mode opératoire	95
IV.5.3. Expression des résultats	97
IV.5.4. Interprétations des résultats.....	98
IV.6. Conclusion	98

Chapitre V : Résistance au cisaillement des matériaux étudiés

V.1. Introduction	99
V.2. Résistance au cisaillement.....	99
V.3. But de l'essai	100
V.4. Facteurs influant sur les paramètres de résistance au cisaillement	101
V.4.1. Dans les sols cohérents.....	101

V.4.2. Dans les sols pulvérulents	101
V.5. Les paramètres intrinsèques	102
V.5.1. L'angle de frottement interne	102
V.5.2 La cohésion.....	102
V.6. Différents types d'essais de cisaillement à la boîte	103
V.6.1. Essai consolidé, drainé (CD)	103
V.6.2. Essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU)	104
V.6.3. L'essai non consolidé non drainé (UU).....	104
V.7. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement	105
V.8. Principe de l'essai de cisaillement	105
V.9. Appareillage	106
V.10. Mode opératoire	108
V.11. Expression des résultats	109
V.13. Conclusion.....	113
Conclusion générale	114
Références bibliographiques	116

Introduction générale

INTRODUCTION ĒĖNĖRĖĖĖ

La réalisation des ouvrages de génie civil, en particulier les ouvrages routiers est très importante pour le développement économique d'un pays. L'Algérie s'est confrontée en construisant ses ouvrages à de sérieux problèmes liés au manque de granulats. Ce manque a entraîné par la suite une extraction abusive et anarchique des matériaux, tout en polluant l'environnement et les nappes phréatiques, particulièrement au niveau de la wilaya de TIZI-OUZOU.

Autrefois, on construisait des structures, en utilisant des pierres de taille que l'on extrayait du sol, en leur donnant une forme bien précise. Le génie civil a fait disparaître la pierre de taille en la remplaçant par une composition de granulats liés entre eux (béton, bitume...).

Vers la fin de l'année 1969, une enquête a été réalisée auprès des différents services des Ponts et Chaussées sur la détermination des granulats et sur les essais permettant leur contrôle. Elle avait pour but d'une part de déterminer si les essais pratiqués sont bien adaptés à leur objet, et si d'autres essais, permettant d'estimer certains paramètres importants non encore étudiés, sont à rechercher. D'autre part, permettre d'orienter les recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées en matière d'essais de granulats.

Certaines caractéristiques des granulats sont liées presque uniquement aux propriétés intrinsèques et propres des roches dont ils sont originaires ; d'autres dépendent des techniques d'élaboration. Nous nous proposons de faire une synthèse des avis et suggestions que nous avons reçus sur les granulats, de préciser quelques points qui ne sont pas toujours perçus très clairement sur les essais effectués, de donner le domaine d'usage et d'application, et, en fin, de présenter les conséquences en relation avec l'extraction de ces matériaux.

Pour que l'emploi des granulats puisse se généraliser, nous nous proposons d'effectuer une étude théorique et expérimentale pour définir quelques caractéristiques, pour améliorer et maîtriser le comportement mécanique de ces matériaux.

Dans ce sens, ce présent mémoire illustre notre contribution à la connaissance de ces matériaux pour son éventuelle utilisation dans le domaine routier, qui se résume comme suit :
Le chapitre I, sera consacré à la définition pour une meilleure compréhension d'un granulat dans le domaine de la géologie. Sachant qu'un granulat est une roche fragmentée, nous allons

expliquer les différents types de granulats, leur production, leur intérêt et leur composition d'origine.

Dans le chapitre II, nous avons entamé la partie expérimentale de ce travail. Il est consacré aux différents essais d'identification sur les matériaux utilisés, afin de déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques. Une interprétation des résultats des essais est également donnée dans ce chapitre.

Le chapitre III, comporte la première série d'essais mécaniques (les essais de compactage Proctor et les essais de portance CBR avant et après immersion). Ces essais permettent d'évaluer l'aptitude des matériaux étudiés au compactage, ainsi que leur portance sous la circulation du trafic 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.

Le chapitre IV, porte sur d'autres essais routiers, à savoir l'essai Los Angeles, l'essai Micro-Deval, l'essai de dégradabilité et l'essai de fragmentabilité. Il présente ainsi les différents résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Le chapitre V, est consacré aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais permettent de traduire le comportement des matériaux étudiés du point de vue résistance au cisaillement et variation de volume. Ils permettent de déduire les caractéristiques mécaniques en cisaillement, à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion.

Enfin, le présent travail sera terminé par des conclusions synthétisant les principaux résultats obtenus et quelques diagnostics et perspectives pour de futures recherches.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES GRANULATS

I.1. Introduction

Depuis des temps reculés, l'art de la construction est lié à l'usage des roches. Le génie civil fait usage de ces matériaux sous forme de granulats. Les caractéristiques des granulats dépendent de plusieurs paramètres, notamment la nature de la roche d'origine.

I.2. Les sols

Les sols sont des matériaux naturels, constitués de grains minéraux pouvant se séparer aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau.

C'est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. Les grains peuvent être de dimensions très variables, allant des argiles aux blocs. Ils sont de natures géologiques diverses: alluvions, colluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, sols résiduels,... Leur pourcentage de matières organiques est inférieur ou égal à 3%.

Les sols résiduels sont des sols formés sur place par un processus d'altération physico-chimique des roches, par exemple : arènes granitiques, latérites, les latérites et bauxites des régions tropicales comportent notamment des matériaux argileux et graveleux.

Les lœss : dépôt d'origine éolienne. (Lamrani et Elmoueden, 2016).

I.3. Les matériaux granulaires

Le matériau granulaire est un matériau constitué des grains ou de particules solides qui interagissent entre eux au niveau des points de contact. On distingue plusieurs types de matériaux granulaires qu'on peut distinguer en deux grandes familles :

-Les matériaux synthétiques : ce sont des matériaux créés par l'homme.

-Les géomatériaux : ce sont des matériaux granulaires constitués par des éléments de sols ou de roches, parmi ces matériaux on trouve deux sous catégories, à savoir : les matériaux géocomposites et les matériaux naturels. (Lamrani et Elmoueden, 2016).

I.4. Les granulats(Agrégats)

Ensemble de grains minéraux de dimensions comprises entre 0 mm et 125 mm (NF P18-540, 1997), tout matériau granulaire utilisé dans la construction (NF P18-545, 2008).

Le granulat est un fragment de roche destiné à la fabrication d'ouvrages de travaux publics, de génie civil, des mortiers, des bétons, des couches de fondation et de base, de liaison et de roulement des chaussées, des assises et ballasts de voies ferrées, des remblais ,Il a la propriété de résister à des forces externes mécaniques et/ou climatiques importantes. Selon sa dimension, il se situe dans l'une des 7 familles suivantes (Lozac, 2005) :

- Fillers (fines) ; 0/D avec $D < 2$ mm, avec au moins 70 % de passant à 0,063 mm.
- Sablons ; 0/D avec $D < 1$ mm avec moins de 70 % de passant à 0,063 mm.
- sables ; 0/D avec $1 < D \leq 6,3$ mm.
- graves ; 0/D avec $D > 6,3$ mm.
- gravillons ; d/D avec d a 1 mm et $D \leq 125$ mm.
- ballast ; d/D avec $d \geq 25$ mm et $D \leq 50$ mm.
- enrochements ; d/D avec $D \geq 125$ mm.

Les granulats sont classés en fonction de leur granularité déterminée par analyse granulométrique à l'aide des tamis.

d: dimension inférieure du granulat

D: dimension supérieure du granulat



Figure I.1. Les différents types de granulats. (Lozac, 2005)

I.5. Types des granulats

On peut citer plusieurs types en fonction de plusieurs critères concernant le granulat lui-même.

I.5.1. En fonction de leurs masses volumiques réelles

I.5.1.1. Granulats légers

Ce sont les granulats dont la masse volumique réelle est inférieure à 2 t/m^3 , comme les argiles, les schistes, les laitiers expansés ou encore les pouzzolanes. Ils sont destinés à la préparation des bétons légers.

I.5.1.2. Granulats courants

Ce sont les granulats dont la masse volumique réelle est entre 2 et 3 t/m^3 ,

I.5.1.3. Granulats lourds

Comme les matériaux naturels, alluvionnaires (silex, calcaire dur silico-calcaire) de densité entre 2.5 et 2.7, éruptifs ou sédimentaires (grès, porphyres, diorite, basaltes, ...etc.) de densité entre 2.6 et 3.

Ce sont les granulats dont la masse volumique réelle est supérieure à 3 t/m^3 . Ils sont essentiellement employés pour la confection des bétons lourds utilisés pour construire des ouvrages nécessitant une protection biologique contre le rayonnement. On utilise en particulier les barytines, les magnétites qui ont une densité entre 3.4 et 5.1, aussi les riblons et les grenailles de fonte qui ont une densité entre 7.6 et 7.8. (Lozac, 2005).

I.5.2. En fonction de leurs origines

I.5.2.1. Les granulats naturels

Lorsqu'ils sont issus de roches meubles ou massives et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique (réduction de dimensions).

a- Les Granulats de roches meubles (Alluvionnaires)

Ils correspondent à des matériaux détritiques non consolidés généralement déposés pendant l'ère quaternaire par les glaciers, les cours d'eau ou les fonds marins peu profonds. Les

matériaux les plus convoités et les plus exploités sont les granulats alluvionnaires et les sables de dunes, dits roulés, dont la forme a été acquise par l'érosion. Ces matériaux qui renferment des sables et graviers siliceux et silico-calcaires, se situent dans les lits (ou anciens lits) des rivières, dans leurs basses vallées ou dans les terrasses. Les matériaux alluvionnaires sont meubles et leur extraction peut être réalisée à un prix modéré. Outre les qualités mécaniques des éléments qu'ils renferment, ces dépôts sont souvent l'avantage d'être propres (exemples de fines argileuses). (Djama, 2015).



Figure I.2. Alluvions de gravier sur la rivière Danuber. (Lamrani et Elmoueden, 2016)

b- Les Granulats de Carrières (concassés)

Sont obtenus par concassage de roches massives exploitées en carrières, ce qui donne des formes angulaires. Différentes phases de concassage et criblage aboutissent à l'obtention de granulats propres et des classes granulaires souhaitées. Les gisements de roches massives correspondent à une multitude de situation géologiques (couches plus ou moins épaisses, filons, épanchements volcaniques, massifs de granite...). L'exploitation s'effectue à flanc de coteau (surélévation) ou en puits, en fonction de la position du niveau géologique utile. Les granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres: origine de la roche, régularité du banc, degré de concassage... (Rachi et Dendani, 1990).



Figure I.3. Carrière de roche massive. (Lamrani et Elmoueden, 2016)

Tableau I.1. Différents types de granulats issus de roches massives (Ait Chikhoun, 2015)

Types de roches massives	Exemple de famille de granulats
Roche magmatique Roche éruptive.	Granite, rhyolite, porphyre, diorite, basalte, etc
Roche sédimentaire	Grès, grès quartziques, silex, calcaires, etc.
Roche métamorphique	Gneiss, micaschistes, quartzites, etc

I.5.2.2. Les granulats artificiels

Dans cette catégorie se rangent des granulats provenant de la transformation thermique de roches, de minerais et de sous-produits industriels transformés. Ces granulats artificiels peuvent être employés pour réaliser des bétons à usages spécifiques.

a. Sous-produits industriels, concassés ou non

Les plus employés sont le laitier cristallisé concassé et le laitier granulé de haut fourneau obtenu par refroidissement lent à l'air libre, en fosse, il a l'aspect et les propriétés d'une roche magmatique. Il peut être plus ou moins poreux, plus le refroidissement est lent et en couches minces, plus le laitier est cristallisé et compact.

b. Granulats à hautes caractéristiques

Il s'agit de granulats élaborés industriellement pour répondre à certains emplois, notamment granulats très durs pour renforcer la résistance à l'usure de dallages industriels (granulats ferreux) ou granulats réfractaires.

I.5.2.3. Les granulats recyclés

Ils sont obtenus par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments ou des structures de chaussées. (Djama, 2015).

I.5.3. En fonction de la forme de leurs grains

I.5.3.1. Les granulats concassés

Ce sont des granulats provenant du concassage des pierres et dont les grains ont une certaine angularité. Ils sont issus du concassage des roches de porphyres, grés, calcaires, quartzites, de galets concassés et de laitiers.



Figure I.4. Granulats concassés. (Ait Chikhoun, 2015)

I.5.3.2. Les granulats roulés

Ils sont les résultats de la désagrégation des roches par l'eau ou le gel. Ainsi, ils se sont formés des dépôts sédimentaires de grains de grosseur allant du sable fin aux gros blocs, de natures minéralogiques différentes. Trois catégories de granulats roulés existent dans la nature :

- Les granulats de rivière (d'oued).
- Les granulats de mer
- Les granulats de dunes.

Les granulats roulés se caractérisent par leur aspect de grains arrondis et polis. (Villard, 2004).



Figure I.5. Granulats roulés. (Ait Chikhoun, 2015)

I.6. Production des granulats

La production des granulats nécessite plusieurs opérations successives sur le même site ou non, selon le site lui-même ou la roche est exploitée. On distingue les opérations suivantes :

1- Le décapage

Décaper, c'est retirer les couches de sol situées au-dessus des niveaux à exploiter :

- Terre végétale.
- Roches plus ou moins altérées.
- Niveaux stériles.

2- L'extraction

Dans les carrières, les techniques mises en œuvre dépendent du type de gisement :

- Gisement de granulats alluvionnaires exploité en terrain sec (au moyen d'engins de terrassement) ou en site immergé (au moyen par exemple de drague) ;
- Gisement compact de roches massives qui nécessite l'emploi d'explosif, l'abattage et la fragmentation des blocs. (Lamrani et Elmoueden, 2016).

3- Concassage et broyage

La fragmentation des matériaux se fait par concassage et broyage, le concassage étant la fragmentation grossière et le broyage l'élaboration des sables, petits gravillons et fillers. C'est une opération purement mécanique à l'aide des différents appareils, fonction des différents

types de concassage. Le concassage a pour objet de réduire les dimensions pour obtenir la granularité souhaitée et pour améliorer la forme des granulats. (Lamrani et Elmoueden, 2016).

4- Le criblage

C'est l'opération permettant de séparer et de classer un ensemble des grains $0/D$ en sous ensemble $0/D_i$ ou d_i/D_i . Cette opération est principale et indispensable puisqu'elle va donner les produits finaux commercialisés tels que : sable, gravillons, graves, etc. avec une dénomination précise comme : sable $0/4$, sable $0/2$, gravillon $6/10$, etc.

5- Le lavage

Il a pour but d'éliminer les éléments de pollution et l'excès de fines.

6- Le définage

Il a pour but d'éliminer par voie sèche l'excès de fines de broyage des sables.

7- Classification granulométrique des produits

8- Stockage et livraison

9- Contrôle et assurance de la qualité

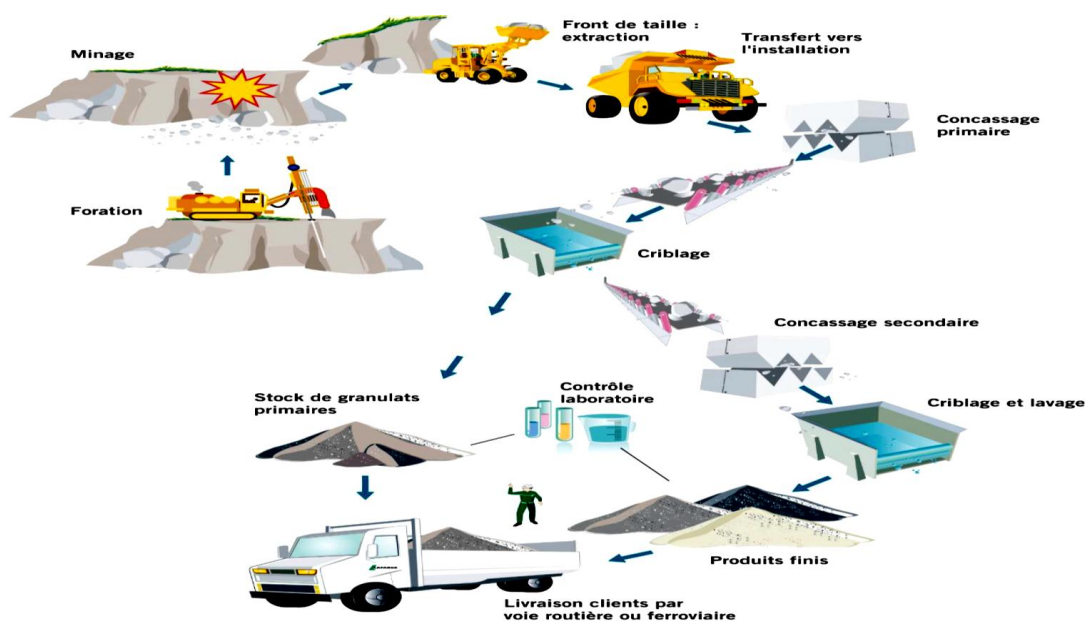


Figure I.6. Processus de fabrication des granulats. (Lamrani et Elmoueden, 2016)

I.7. Qualités et propriétés des granulats

a. La densité

Doit être élevée pour mieux résister aux différents efforts auxquels le matériau est soumis. Un bon matériau devra avoir une densité apparente au moins égale à $2,5 \text{ g/cm}^3$ par rapport à un optimum de masse volumique compris entre 2 et $2,8 \text{ g/cm}^3$. (Arab et Bouziane, 2009).

b. La dureté

Le granulat doit être assez dur pour résister aux chocs ainsi qu'à l'usure par abrasion provoqués par les charges et pour supporter l'action destructrice de l'émiettement.

c. L'angularité et la rugosité

Les granulats doivent présenter des surfaces assez rugueuses et des arêtes vives pour assurer la cohésion de la masse. Elles permettent donc aux éléments de s'assembler entre eux de façon à former un ensemble compact et cohérent. Cette cohésion assure le contact et le frottement.

d. La perméabilité

Le granulat doit assurer un bon drainage ou écoulement des eaux pluviales car l'eau qui reste entre les granulats y forme finalement de la boue (poussière détrempeée), cette eau se congèle en hiver, d'où gonflement et soulèvement de la structure.

e. L'élasticité

Permet d'amortir la transmission des charges reçues et d'atténuer l'amplitude des efforts dynamiques appliqués à l'ensemble. Pour qu'elle soit bonne, il faut que les pierrailles soient de dimensions suffisamment grandes et qu'elles soient bien calibrées.

f. La dilatation

Sous l'effet de réchauffement (expansion thermique) ou d'humidité, le matériau solide accuse une expansion, un gonflement ou une augmentation de son volume.

g. La rétraction/contraction

Elles correspondent à la réponse mécanique de raccourcissement, qui se traduit par un durcissement suite à une diminution de volume ou de longueur, ou bien c'est le retour du matériau solide à son état initial après dilatation.

h. Le non gélivité

Plus un granulat est imperméable, plus il est mieux protégé et insensible aux effets du gel, qui se traduit par la résistance à l'écaillage et aux cycles d'imbibition-dessiccation en présence des eaux et des solutions minérales tels que les sels fondants. (Arab et Bouziane, 2009).

I.8. Fonctions des granulats

Les principales fonctions des granulats sont liées aux propriétés géométrique, physico-mécanique et chimique comme :

- La transmission, la répartition et la réduction des charges statiques et dynamique exercées.
- La résistance aux forces triaxiales, transversales et latérales.
- Le drainage et l'évacuation rapide des eaux, qui s'infiltrant à travers l'ensemble des granulats en raison de la granulométrie particulière
- L'amortissement et l'absorption du maximum de vibration et de chocs en raison de ses propriétés rhéologiques (élasticité et plasticité). Ce rôle amortisseur résulte de la dissipation d'énergie par frottement des grains entre eux. (Arab et Bouziane, 2009).

I.9. Détériorations des granulats

L'ensemble des travaux de recherche et d'analyse issues des études réalisées jusqu'à lors ont montré que les granulats ne se détériorent pas d'une manière sensible sous les effets d'un seul processus, d'une cause unique. Généralement, c'est une combinaison de plusieurs facteurs provenant de diverses origines. Ils ont confirmé aussi que les granulats provenant des roches calcaires sont très sensibles aux détériorations physiques (usure et fragmentation) et chimiques (souillure) et les causes principales en sont les suivantes (Arab et Bouziane, 2009) :

- L'usure mécanique ;
- La pollution ;
- L'altération physico-chimique.

I.9.1. Détérioration par usure mécanique

C'est l'émoussement et affaiblissement des angles sous l'effet de frottement et de chocs, sous l'influence de l'augmentation importante des charges.

Ces détériorations se trouvent amplifiées par :

- L'introduction de matériel de mise en œuvre et d'entretien inadapté ;
- L'apparition des défauts en provenance de variation de la rigidité verticale et défauts géométriques de la mise en place (nivellement) ;
- L'augmentation du trafic et des vitesses ;
- L'hétérogénéité des granulats ;
- Le granulat au contact d'une plate-forme rocheuse et dure, s'écrase et se transforme en poudre. (Arab et Bouziane, 2009).

I.9.2. Détérioration par pollution

La pollution des granulats accroît la demande en eau, fait chuter les résistances des matériaux composites, augmente les retraits et nuit à la durabilité des bétons.

Les éléments de pollution sont essentiellement (Arab et Bouziane, 2009):

- Les matières organiques : particules de charbon, débris de végétaux..., et les fragments de coquilles ;
- Les particules fines d'argile adhérentes au granulat et qui l'isolent du liant ;
- Les éléments inertes très fins (qui ne réagissent pas avec la solution, ex silice, calcite, FLD) de 200 μm à 20 μm de diamètre, ce qui les assimilent à des argiles ;
- Les sulfates et sulfures, qui provoquent la désagrégation du béton par augmentation du volume (expansion) des parties qui les contiennent.

I.9.3. Détérioration par Altération

Sous les effets de l'eau, du climat et d'agents polluants, le granulat subit une altération physico-chimique, comme l'évolution de la granulométrie (apparition des fines) et une baisse des caractéristiques mécaniques.

L'eau agit sur les granulats de différentes manières en provoquant :

➤ **La diminution de la portance dans les sols saturés** : Dans les cas d'inondations, l'apparition des pressions interstitielles et l'imbibition des matériaux sensibles à l'eau provoquent (Arab et Bouziane, 2009):

- Une diminution de la portance ;
- Un poinçonnement ;
- Une remontée des fines.

➤ La réduction de l'élasticité: L'imbibition des granulats lubrifie ce matériau, le frottement grain à grain diminue. Ainsi, le rôle d'amortisseur se trouve réduit du fait de la diminution de son élasticité.

➤ La pollution des agents agressifs : En présence d'agents agressifs comme le gaz carbonique et l'acide sulfurique, les granulats de calcaire, se dissolvent.

➤ L'altération par hydratation: L'altération par hydratation entraîne la décomposition de la roche.

Tableau I.2.Substances indésirables sur l'utilisation des granulats (Arquie et Tourenq, 1990)

Substances polluantes	Les effets possibles
Argiles	Ecrans aux liants en raison de leurs grandes surfaces, réduction de la maniabilité
micas	Ecran aux liants
coquilles	Faibles adhérence des liants
Hydroxydes de fer	Gonflement avec l'eau
Matières organiques	Fixation de la chaux, imbibition de la prise des ciments
Minéraux altérés ou altérables	Formation d'argile, gonflement
Fragments de roche poreux	Absorption d'eau ou de bitume
Fragments de bois, résidus végétaux	Ecaillage de surface

I.10. Les caractéristiques des granulats

I.10.1. Les caractéristiques géologiques

a. La composition minéralogique

La connaissance précise de la composition minéralogique nous aide dans le choix des roches des granulats. L'homogénéité de la composition minéralogique est un critère important quant aux caractéristiques mécaniques des roches : si la composition est relativement homogène, elle confère à la roche un bon comportement mécanique. La présence de minéraux altérés (montmorillonite, schiste, marne,...) réduit le comportement mécanique de la roche.

b. La Texture

La texture est l'agencement et arrangement des minéraux dans les roches ; le comportement mécanique est généralement très bon, pour les roches magmatiques plutoniques qui présentent une texture grenue.

Pour les roches sédimentaires, l'homogénéité de la composition joue un rôle beaucoup plus important que la texture.

c. L'altération

C'est le vieillissement naturel d'un matériau et son adaptation à de nouvelles conditions physico-chimiques différentes de celle qui régnaient lors de sa formation. Elle induit des modifications physiques, chimiques et minéralogiques dans les roches.

L'altération dépend de plusieurs facteurs et conduit à des mécanismes très diversifiés :

- L'hydrolyse : fixation d'eau provoquant la destruction d'un corps et son remplacement par un autre. Exemples : feldspaths → kaolinite ; Anhydrite (CaSO_4) → gypse
- L'altération météorique : à l'échelle du massif, elle se propage de haut en bas et concerne uniquement les parties superficielles, dites stériles.
- Altération profonde : dite aussi transformation hydrothermale ; elle se propage de bas en haut et concerne le massif en entier. Les minéraux tels que : les argiles, les hydroxydes de fer, zéolites, la pyrite, le charbon et les inclusions organiques peuvent, dans le cas où ils constitueraient un pourcentage important, avoir des effets néfastes sur les caractéristiques mécaniques des roches.

d. La tectonique

La connaissance de la tectonique nous permettra, d'une part, de situer les roches par rapport aux contraintes de déformation et d'autre part, de retrouver les périodes d'accalmie ayant permis la formation de roches homogènes, massives et dures. (Rachi et Dendani, 1990).

I.10.2. Les caractéristiques géotechniques

I.10.2.1. Les caractéristiques géométriques

a. La granulométrie

La granulométrie permet de déterminer l'échelonnement des dimensions des grains contenus dans un granulat. Elle consiste à tamiser le granulat sur une série de tamis à mailles carrées, de dimensions d'ouverture décroissantes et à peser le refus sur chaque tamis. Les ouvertures carrées des tamis sont normalisées et s'échelonnent de 0,08 mm à 80 mm.

La courbe granulométrique exprime les pourcentages cumulés, en poids, de grains passant dans les tamis successifs. Les courbes granulométriques des différents granulats peuvent être déterminées par l'essai de l'analyse granulométrique (NF P 18-560, 1996).

Les dimensions des granulats influent sur la résistance (élasticité) et sur la mise en œuvre.

b. La classe granulaire

On trie les granulats par dimension au moyen de tamis (mailles carrées) et de passoirs (trous circulaires) et on désigne une classe de granulats par un ou deux chiffres. Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum D exprimé en mm; si l'on donne deux chiffres, le premier désigne le diamètre minimum d , des grains et le deuxième le diamètre maximum D .

Un granulat est caractérisé du point de vue granulaire par sa classe d/D . Lorsque d est inférieur à 2 mm, le granulat est désigné $0/D$.

c. Module de finesse

Le module de finesse est un coefficient permettant de caractériser l'importance des éléments fins dans un granulat, ce module est égal au 1/100 de la somme des refus cumulés exprimé en pourcentage sur les tamis d'une série bien déterminée et normalisée. Le module de finesse est d'autant plus petit que le granulat est riche en élément fins. (Rachi et Dendani, 1990).

d. Coefficient d'aplatissement

Coefficient d'aplatissement caractérise la forme du granulat à partir de sa plus grande dimension et de son épaisseur. Il est déterminé par un double tamisage d'abord au travers de la série de tamis à mailles carrées utilisée pour l'étude de la granulométrie. Puis par un second tamisage des refus retenus sur les différents tamis sur une série de grilles à fentes parallèles.

Le rapport entre les dimensions des tamis et des grilles étant de 1,58.

La norme NF P 18-561 définit les modalités de sa mesure.

e. Forme des granulats

La forme d'un granulat est définie par trois grandeurs géométriques :

- La longueur L , distance maximale de deux plans parallèles tangents aux extrémités du granulat,
- L'épaisseur E , distance minimale de deux plans parallèles tangents au granulat,
- La grosseur G , dimension de la maille carrée minimale du tamis qui laisse passer le granulat.

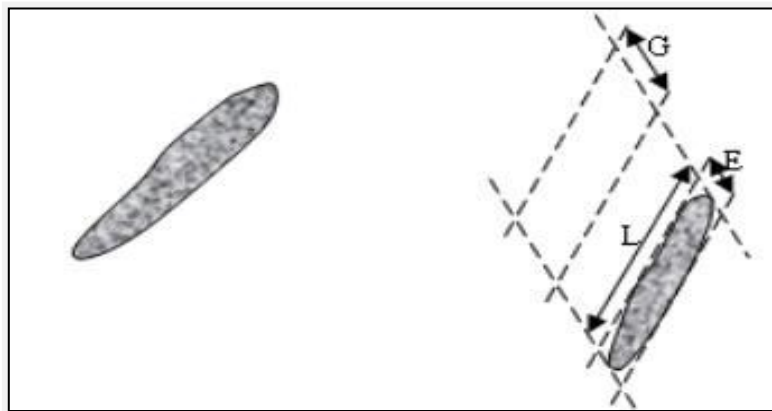


Figure I.7. Forme d'un granulat. (Rachi et Dendani, 1990)

Une bonne angularité des granulats permet d'augmenter le frottement inter granulaire.

L'état de surface (degré de rugosité et de friction) de granulats influe sur la résistance mécanique, La compacité et L'adhérence. (Rachi et Dendani, 1990).

I.10.2.2. Les caractéristiques physico-chimiques

a. Propreté des granulats

Le granulat doit être débarrassé de toute matière polluante (poussière, fines et débris).

Les impuretés entraînent des défauts d'adhérence granulats- pâte.

La propreté traduit l'absence d'éléments fins indésirables dans les granulats. Elle désigne essentiellement la teneur en fines argileuses.

Dans le cas des gravillons, elle est donnée par le pourcentage de passant au tamis de 5 mm (tamisage effectué sous eau).

Dans le cas des sables, la propreté est fournie par l'essai appelé « équivalent de sable » qui permet de mesurer la fraction argileuse du matériau, applicable uniquement sur la fraction 0/2mm. Plus la valeur d'équivalent de sable est grande, plus le sable est propre.

La propreté des granulats peut être évaluée par l'essai au « bleu de méthylène » qui exprime la quantité de bleu de méthylène adsorbée par 100 g de fines. Plus la valeur de bleu de méthylène est petite, plus les sables sont propres. Le bleu de méthylène est adsorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques et les hydroxydes de fer.

b. Masse volumique apparente

C'est la masse du granulat sec occupant l'unité de volume. Elle dépend du tassement, de la forme et de la granulométrie des grains. Elle se mesure conformément à un mode opératoire précis. Elle est comprise entre 1 400 kg/m³ et 1 600 kg/m³ pour les granulats roulés silico-calcaires. La valeur apparente est utilisée dans le cas où l'on effectue les dosages en volume des différentes composantes du béton. (Lozac, 2005).

c. Porosité

C'est le rapport du volume des vides contenus dans les grains au volume des grains, exprime en pourcentage. La porosité des granulats courants est en général très faible. Cependant, la porosité est importante dans le cas des granulats légers. (Lozac, 2005).

d. L'absorption d'eau des granulats

La plupart des granulats stockés dans une atmosphère sèche pendant un certain temps, peuvent par la suite absorber de l'eau. Le processus par lequel le liquide pénètre dans la roche et l'augmentation de poids qui en résulte est appelé absorption.

L'absorption peut varier dans de très larges mesures suivant la nature du granulat. Elle peut varier de 0 à plus de 30 % du poids sec pour granulat léger.

En général, les granulats naturels utilisés pour la confection du béton sont peu poreux et n'absorbent pratiquement pas d'eau lorsqu'ils sont gâchés avec le ciment et l'eau. Par contre, des granulats artificiels, tels que agrégats légers expansés d'argile, sont poreux. Il faut alors tenir compte de l'absorption de l'eau par les granulats lorsque l'on détermine la quantité d'eau requise pour fabriquer le béton. (Villard, 2004).

I.10.2.3. Les caractéristiques mécaniques

Sont déterminées par des essais visant à reproduire certaines sollicitations propres à des usages spécifiques des granulats.

a. Résistance à l'usure et à l'attrition des granulats

C'est une caractéristique très importante pour les matériaux entrant dans la composition des assises de chaussées, soumises à des déformations périodiques dues au passage des véhicules et induisant un effet d'attrition entre les granulats.

La résistance à l'usure des granulats est déterminée par l'essai Micro-Deval en présence d'eau.

Cet essai consiste à reproduire dans un cylindre en rotation des phénomènes d'usure par frottements.

Cette résistance est caractérisée par le coefficient Micro-Deval, M_{DE} qui représente la proportion d'éléments fins produits pendant l'essai.

Plus le coefficient M_{DE} faible, plus la résistance à l'usure des granulats est élevée.

b. Résistance à la fragmentation des granulats

Dans les bétons, les granulats sont soumis à des contraintes pouvant entraîner leur rupture.

La mesure de leur résistance à la fragmentation s'obtient par l'essai Los Angeles (LA).

Il consiste à faire tourner les granulats dans un tambour fermé contenant des boulets métalliques. Le coefficient LA représente la proportion d'éléments fins produits au cours de l'essai. Plus le coefficient, est faible plus la résistance des granulats, est élevée.

c. Résistance au polissage des granulats

Cette caractéristique concerne les granulats utilisés pour la réalisation de couches de roulement.

L'essai consiste à soumettre une plaquette courbe constituée d'une mosaïque de granulats 7,2/10 mm au polissage sous l'action d'une roue et l'apport d'un mélange d'eau et d'abrasif. Plus le coefficient de polissage accéléré (CPA) est élevé, plus la résistance au polissage est importante.

d. Résistance des granulats au gel-dégel

La vulnérabilité du granulat est en fonction de trois critères, l'absorption d'eau, la résistance à la fragmentation après l'essai gel-dégel et sa sensibilité au gel. (Lozac, 2005).

I.10.2.4. Les caractéristiques chimiques

a. Réaction alcali-silice

Dans des conditions où les granulats contenant de silice soluble réactive dans un environnement riche en alcalin et en présence d'humidité, les phénomènes d'alcali réaction peuvent provoquer un gonflement.

b. Teneur en soufre et en sulfates

Les granulats peuvent contenir de faibles quantités de sulfates et de sulfures sous réserve que leur teneur en soufre total S n'excède pas 0,4 % en masse.

On détermine la teneur en sulfates (SO₃) si S est supérieure à 0,08 %, la teneur en sulfates (SO₃) doit être inférieure à 0,2 %.

Les sulfures présents dans les granulats peuvent en s'oxydant se transformer en sulfates qui risquent de générer des phénomènes de gonflement.

Il faut donc limiter la teneur en soufre pour se prémunir de ce phénomène. (Lozac, 2005).

I.10.2.5. Les caractéristiques esthétiques

Les granulats sont disponibles dans une large variété de teintes naturelles.

Tableau I.3. La teinte des granulats en fonction de l'origine minéralogique
(Ait Chikhoun, 2015)

Nature des granulats	Teintes
Calcaires durs	Noir, bleu, rose, beige, blanc, vert
Granites	Jaune, rose, gris, vert
Basaltes	Noir ou bleu-noir
Grès	Gris, rouge, beige
Diorites	Bleu ou rose
Quartzites	Rose, gris, blanc
Silex	Beige ou bistre

Suivant l'origine, les granulats offrent différentes qualités :

- Calcaires (marbres, pierres marbrières) : bonne adaptation aux traitements par polissage;
- Siliceux (quartz, quartzites) : bonne résistance à l'abrasion ;
- Eruptifs et métamorphiques (basaltes, granites, diorites, porphyres) : très grande variété de coloration. (Ait Chikhoun, 2015).

I.11. Utilisation des granulats Dans le corps de chaussée

Le corps de chaussée est formé par un ensemble de couches de matériaux constitués de granulats avec des liants. (LCPC, 1994)

I.11.1. Les différentes catégories de chaussée

I.11.1.1. Les chaussées classiques (souples et rigides)

a. Les chaussées souples

Sont des structures de chaussée qui comportent une couverture bitumineuse relativement mince (<15cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposent sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités.

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

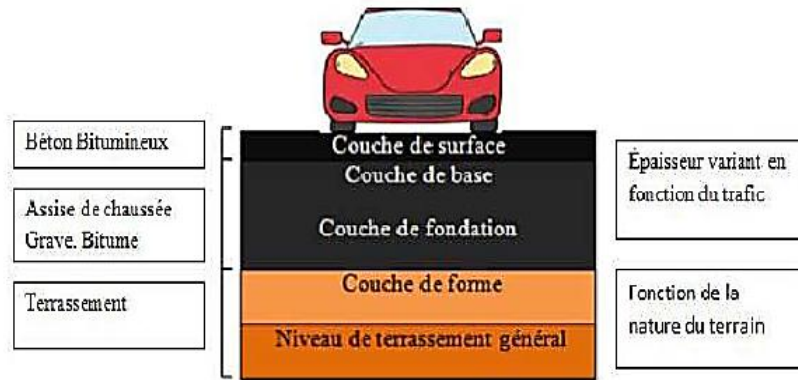


Figure I.8. Structure type d'une chaussée souple. (LCPC, 1994)

b. Les chaussées rigides

Ces structures comportent une couche de béton de ciment.

La couche de béton repose soit sur une couche de fondation, soit directement sur le support de chaussée.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu ou discontinu).



Figure I.9. Construction d'une chaussée en béton de ciment. (LCPC, 1994)

I.11.1.2. Les chaussées inverses (mixtes ou semi-rigides)

a. Les chaussées à structure mixte

Cette structure est constituée d'une couche de base et de surface composée de matériaux bitumineux, leur épaisseur varie entre 10 à 20cm, la couche de fondation est composée de matériaux traités aux liants hydrauliques d'une épaisseur allant de 20 à 40cm. La particularité de cette diapositive est de corriger les inconvénients opérant sur les chaussées semi-rigides, soit, de lutter contre les remontées de fissures occasionnées par la forte rigidité de la couche

d'assise, ici les couches bitumineuses (souple) jouent le rôle de frein aux déformations, et la couche de fondation intervient pour atténuer les charges transmises vers le sol support.

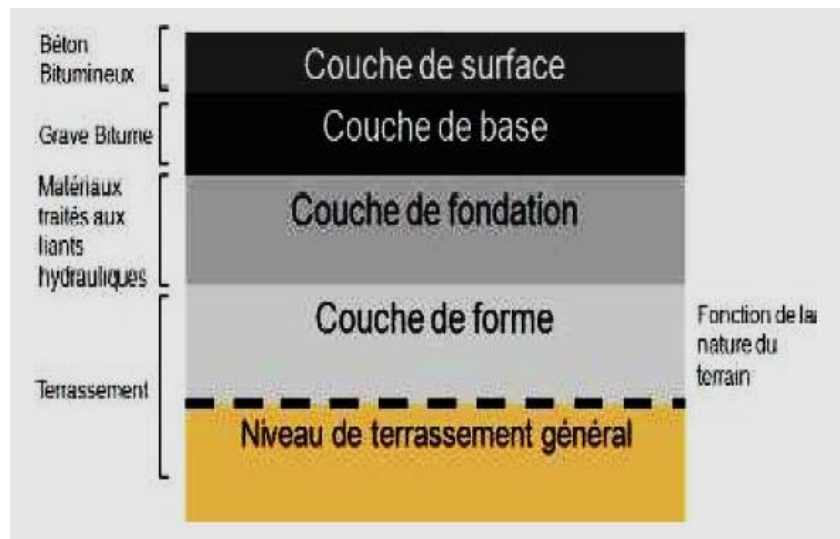


Figure I.10. Constitution d'une chaussée à structure mixte. (LCPC, 1994)

b. Les chaussées à structure semi-rigide

Les chaussées à structure inverse suivent le même principe que les chaussées à structures mixtes, composées elles aussi de couche de surface en revêtement bitumineux assurant l'étanchéité de l'ensemble d'une épaisseur de 15cm, et d'une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques, leurs particularités est qu'elles sont composées d'une couche intermédiaire granulaire ayant pour fonction d'absorber les fissurations remontantes de la couche de fondation rigide vers la couche de surface.

L'épaisseur totale de la structure est comprise entre 60 et 80cm.

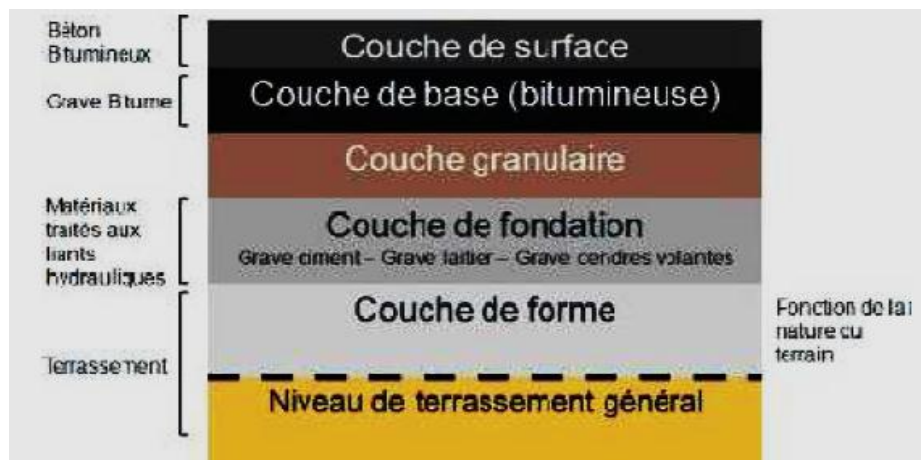


Figure I.11. Constitution d'une chaussée à structure semi-rigide. (LCPC, 1994)

I.11.2. Structure de chaussées

Une chaussée est composée de plusieurs couches successives qui doivent répondre à des critères de qualités croissants en partant de la PST (partie supérieure de terrassements) pour remonter jusqu'aux couches de roulements. (LCPC, 1994)

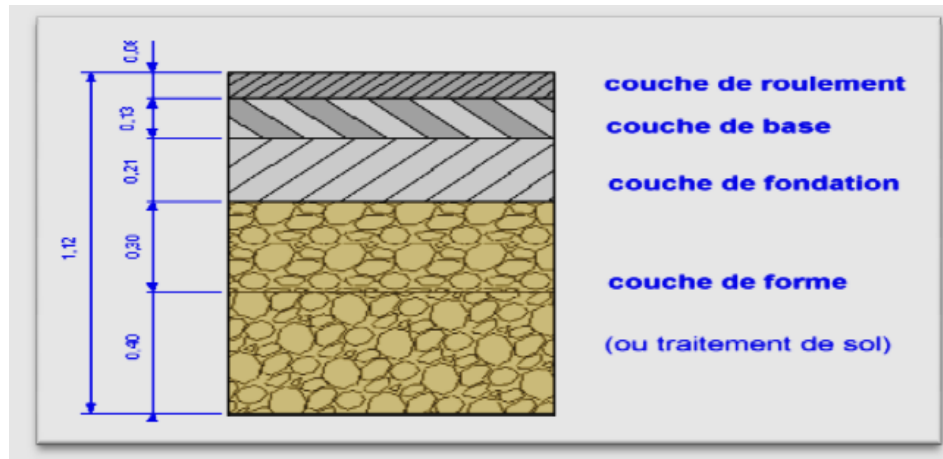


Figure I.12. Constitution d'une structure de chaussée type. (LCPC, 1994)

I.11.2.1. Couche de forme

Elle est généralement prévue pour répondre à certains objectifs en fonction de la nature du sol support.

Sur un sol rocheux : elle joue le rôle de nivellement afin d'aplanir la surface.

Sur un sol peu portant : elle assure la portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

Eventuellement une couche drainante ou anti couche de forme et la couche de fondation qu'en peut nommer «sous-couche».

I.11.2.2. Couche de fondation

Elle permet de répartir les pressions sur la couche de forme, afin de maintenir les déformations.

I.11.2.3. Couche de base

C'est une couche intermédiaire, permet le passage progressif entre la couche de roulement CR et la couche de fondation CF, elle reprend les efforts verticaux et répartir les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

I.11.2.4. Couche de surface

Cette couche est en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure, elle est composée de deux couche : couche de roulement et couche de liaison.

+ Couche de roulement

- Encaisser les efforts de cisailent provoquées par la circulation.
- Imperméabiliser la surface de la chaussée.
- Assurer la secrète (adhérence) et le confort (bruit).

+ Couche de liaison.

Elle a pour rôle essentiel d'assurer une transition avec les couches inférieures les plus rigides.

I.11.3. Les granulats utilisés dans les couches d'assise

I.11.3.1. Les graves non traités (NF P 98-129)

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.

❖ Utilisation :

- Plates-formes supports de chaussées ;
- Couches de fondation ou fondation /base.
- Épaisseur de mise en œuvre 15 à 35 cm.

I.11.3.1. Les graves et les sables traités aux liants hydrauliques

Le liant permet de rigidifier la structure de 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.

✚ Grave Hydraulique (NF P 98-116)

❖ Utilisation :

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

✚ Sable Hydraulique (NF P 98-113)

❖ Utilisation :

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

I.11.3.1. 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 la chaux, le 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 reprofilages 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.

I.12. Conclusion

Les granulats jouent un rôle très important dans le domaine du génie civil et la réalisation des ouvrages routiers. Il est donc nécessaire d'avoir le maximum de données et d'informations sur ces granulats, à savoir : les caractéristiques physiques, chimiques, minéralogiques et évidemment, le comportement mécanique sous différents types de sollicitations.

Dans le prochain chapitre, nous allons étudier les caractéristiques des granulats choisis dans ce travail selon les différents essais d'identification de laboratoire normalisés par les normes internationales.

CHAPITRE II

ESSAIS D'IDENTIFICATION

II.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, l'identification du matériau qu'on voudrait utiliser est la première étape à suivre. Cette opération se fait à l'aide d'essais de laboratoire ainsi que ceux qu'on mène sur le terrain. Ces essais permettent la détermination des caractéristiques physiques du sol concerné. Ces dernières sont d'un grand intérêt, car elles servent non seulement à classer les sols mais nous renseignent aussi sur leur comportement mécanique, ce qui met à notre disposition des informations d'une extrême importance quant aux possibilités d'utilisation en construction civile.

II.2. Origine des échantillons d'essais

Les échantillons étudiés sont prélevés au niveau de gisements situés au nord-est et sud-est de la wilaya de Tizi-Ouzou.

❖ Echantillon 1

Il a été prélevé au niveau de la carrière ALMAHAROUNE MEKLA, situé au nord-est de la wilaya de Tizi-Ouzou. D'un point de coordonnées : la longitude $4,2696683^\circ$, et de latitude $36,6771713^\circ$.

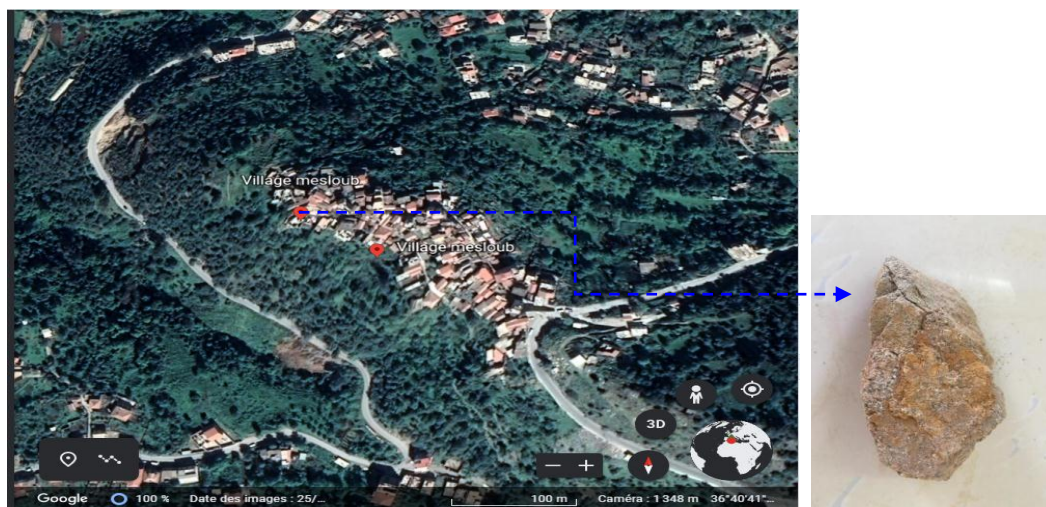


Figure II.1. Localisation géographique de l'échantillon n°1.

❖ Echantillon 2

Il a été prélevé au niveau de la carrière IBOUDRARENE, située au sud-est de la wilaya de Tizi-Ouzou. D'un point de coordonnées : la longitude 4,2499105°, et de latitude 36,5089585°.



Figure II.2. Localisation géographique de l'échantillon n°2.

II.3. Identification des matériaux

Les échantillons prélevés sur site ont été soumis au séchage dans une étuve à la température de 105°C pendant 24 heures. Par la suite une série d'essais d'identification a été réalisée au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de l'UMMTO.

II.3.1. La teneur en eau (NF P90-050)

La norme NF P90-050 (1991) a pour objet la détermination de la teneur en eau pondérale, par la méthode de l'étuvage. La teneur en eau pondérale (w) est le rapport de la masse de l'eau interstitielle (m_w) par la masse des grains solides (m_s).

L'essai consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24h, le peser une autre fois.

$$w (\%) = \frac{m_w}{m_s} * 100 = \frac{m_h - m_s}{m_s} * 100$$

Avec :

$$m_w = m_2 - m_3 ;$$

$$m_s = m_3 - m_1 ;$$

m_h : masse de sol humide ;

m_w : la masse de l'eau ;

m_s : la masse du matériau sec ;

m_1 : masse de la tare ;

m_2 : masse totale humide ;

m_3 : masse totale sec.

II.3.1.1. Expression des résultats

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau II.1.

Tableau II.1. Les résultats de la teneur en eau des différents échantillons

Echantillons	Masse humide (m_h) (g)	Masse humide + tare (m_2)(g)	Masse sèche+ tare (m_3)(g)	Masse de la tare (m_1)(g)	Masse de l'eau en (m_w)(g)	Masse sèche (m_s)(g)	Teneur en eau w (%)
Echantillon n°1	3000,075	3140,575	3112,6	140,5	27,865	2972,21	0,93
Echantillon n°2	3000	3140,5	3127,82	140,5	13	2987,32	0,42

II.3.1.2. Interprétations des résultats

Bien que le prélèvement des échantillons ait eu lieu au printemps, les teneurs en eau sont très faibles.

Nous pouvons l'expliquer par le fait que les matériaux étudiés ont perdu quelques pourcentages de leurs poids humides par évaporation en les transportant en une journée chaude. Ou peut-être à leur volume des vides très réduit, ce qui nous donne une pénétration très difficile des eaux.

La teneur en eau de l'échantillon n°1 est environ 1%. Ceci peut s'expliquer par le fait que cet échantillon de la carrière contient le plus grand pourcentage des minéraux produits de la transformation de l'argile (extraction et repoussement à l'aide des engins). On explique par contre, la valeur de la teneur en eau de l'échantillon n°2 par le fait que le prélèvement est loin de l'eau souterraine à cause de l'exploitation.

II.3.2. Les masses volumiques

La masse volumique sèche (ρ_d) est déterminée par pesage, connaissant (ρ_d) et (w) on déduira la masse volumique humide d'un échantillon (ρ_h). Tandis que la masse volumique des grains solides sera déterminée au pycnomètre à eau.

II.3.2.1. Détermination de la masse volumique sèche (ρ_d) (NF P94-053)

La masse volumique sèche d'un échantillon est déterminé selon la norme NF P 94-053 (1991), par la méthode de moule.

Elle représente le quotient de sa masse sèche (m_s) par le volume (v) qu'il occupe (y compris l'air qu'il contient).

L'essai consiste à peser l'échantillon qui est dans le moule et calculer le volume du moule.

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

Avec :

$$m_s = m_3 - m_4$$

$$V = \frac{\pi d^2}{4} \times H$$

Avec :

m_3 : Masse sèche+ moule ;

m_4 : Masse du moule ;

m_s : Masse sèche ;

v : volume du moule = volume du sol.

II.3.2.1.1. Expression des résultats

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau II.2.

Tableau II.2. Résultats des masses volumiques sèches des différents échantillons

Echantillons	Masse sèche+ moule (m_3) (g)	Masse du moule (m_4) (g)	Masse sèche (m_s) (g)	Volume du Moule (v) (cm^3)	Masse volumique sèche (ρ_d) (g/cm^3)
Echantillon n°1	14983,0184	8940,395	6042,6234	3357,013	1,8
Echantillon n°2	14915,875	8940,395	5975,48	3357,013	1,78

II.3.2.1.2. Interprétations des résultats

Tableau II.3. Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche (NF P 94-053, 1991).

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

Suivant le tableau ci-dessus, les granulats utilisés sont denses et ça revient à leur texture massive et compacte.

II.3.2.2. Détermination de la masse volumique humide (ρ_h)

$$\rho_h = (1+w) \rho_d$$

II.3.2.2.1. Expression des résultats

Les résultats sont représentés sur le tableau II.4.

Tableau II.4. Résultats de la masse volumique humide des différents échantillons.

Echantillons	Echantillon n° 1	Echantillons n° 2
La teneur en eau w (%)	0,93	0,42
Masse volumique sèche (ρ_d) (g/cm ³)	1,8	1,78
Masse volumique humide (ρ_h) (g/cm ³)	1,82	1,79

II.3.2.3. La masse volumique des particules solides des sols (ρ_s) (NF P 94-054)

Selon la norme NF P 94-054 (1991), la masse volumique des particules solides est déterminée à l'aide du pycnomètre, elle s'applique sur des échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.

La masse volumique des grains solides (ρ_s) est le quotient de la masse des Particules solides m_s par leur volume v_s .

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

Avec :

m_s : obtenue par pesage ;

v_s : mesuré au pycnomètre.

D'où on obtient :

$$\rho_s = \frac{\gamma_w (m_2 - m_1)}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3}$$



Figure II.3. Matériel utilisé.

II.3.2.3.1. Expression des résultats

Les résultats de la masse volumique des grains solides sont présentés dans le tableau II.5.

Tableau II.5. Résultats de la détermination de la masse volumique des grains solides

Echantillons	Echantillon n°1	Echantillon n°2
Masse des grains solides m_s en (g)	50	50
Masse de pycnomètre vide (m_1) (g)	206,8	206,3
Masse du pycnomètre avec échantillon (m_2) (g)	255,9	256,3
Masse du pycnomètre + eau + échantillon (m_3) (g)	780,17	780,4
Masse du pycnomètre plein d'eau (m_4) en (g)	753,9	752,6
Le volume occupé par les grains solides $v_s = (m_4 - m_1 + m_2 - m_3)$ (cm ³)	22,83	22,2
ρ_w : Masse volumique de l'eau (g/cm ³)	1	1
Masse volumique des grains solides (ρ_s) (g/cm ³)	2,7	2,76

II.3.3.1. Indice des vides " e "

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

Il est défini comme étant le rapport entre le volume des vides (v_v) et le volume des particules solides (v_s) par la relation suivante : $e = \frac{V_v}{V_s}$ (L'indice des vides peut être supérieur à 1).

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

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation.

II.3.3.1.1. Expression des résultats

Echantillon n°1 : $e = 0,5$;

Echantillon n°2 : $e = 0,55$.

II.3.3.1.2. Interprétation des résultats

Les résultats des calculs précédents, montrent bien que la proportion des vides est faible, ceci est corrélatif à la densité des matériaux étudiés.

II.3.3.2. Degré de saturation "sr "

Le degré de saturation, noté S_r , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau.

Il est défini comme le rapport du volume de l'eau (v_w) au volume des vides (v_v).

$$s_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

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

$$s_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \times \frac{w}{e}$$

Avec :

γ_w : La masse volumique de l'eau égale à 1 g/cm^3 ;

w: La teneur en eau.

II.3.3.2.1. Expression des résultats

Echantillon n°1 : $s_r = 5,022\%$;

Echantillon n°2 : $s_r = 2,1\%$.

II.3.3.2.2. Interprétation des résultats

Tableau II.6. Interprétation des degrés de saturation (Terzaghi, 1943)

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

D'après le tableau ci-dessus les matériaux étudiés sont donc dans un état légèrement humide.

II.3.3.2. La porosité " n "

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elle est le rapport du volume des vides (v_v) au volume total (v_t).

La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension, sa valeur est toujours inférieure à 1.

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

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule :

$$n = \frac{e}{(e + 1)}$$

II.3.3.2.1. Expression des résultats

Echantillon n°1 : $n = 0,33$;

Echantillon n°2 : $n = 0,35$.

II.3.3.2.2. Interprétation des résultats

La porosité est faible, c'est-à-dire que la texture des matériaux présentés est serrée (massive).

Tableau II.7. Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux étudiés

Echantillons	Echantillon n° 1	Echantillons n° 2
$(\rho_a)(g/cm^3)$	1,8	1,78
$(\rho_s) (g/cm^3)$	2,7	2,76
w (%)	0,93	0,42
e	0,5	0,55
Sr (%)	5,022	2,1
n	0,33	0,35

II.3.4. Analyse granulométrique

II.3.4.1. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056)

On réalise cette analyse sur les échantillons de fraction 0/20 à sec après lavage à l'aide d'un vibro-tamis (tamiseuse) selon la norme NF P 94-056 (1996), elle concerne les particules de dimensions supérieures à 80μ .

Le but est de déterminer la répartition en poids des grains suivant leurs grosseurs.

1. Principe de l'essai

L'essai consiste à séparer par lavage les grains agglomérés d'un échantillon d'une masse connue de matériau, puis à les fractionner, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement après séchage le refus cumulé sur chaque tamis.

Les dimensions nominales d'ouverture des mailles des tamis et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et des seuils granulométriques utilisés dans la classification.

Les masses des différents refus ou des passants sont rapportées à la masse initiale du matériau sec soumis à essai. Les pourcentages sont exploités et complétés par d'autres paramètres en vue de définir la classe de matériau à laquelle appartient l'échantillon.

2. Lavage du sol

L'opération de lavage pour un sol est un préalable indispensable à l'analyse granulométrique. On sépare ainsi sans action mécanique la totalité des grains.

3. Matériels nécessaires

Un tamis de 80 mm pour le lavage et un ou deux tamis de décharge, une balance, un four ou autre moyen de séchage (une étuve), des tares.

4. Mode opératoire

- Prélever une quantité de sol humide de 4kg.

Masse du matériau : $M=0,2D = 0,2 \times 20 = 4\text{kg}$. (D : diamètre des plus gros grains.)

Calculer la masse de sol sec (M_s) correspondante à partir de la teneur en eau (w) et de la masse humide (M_h).

- Peser exactement le reste du prélèvement et le noyer dans de l'eau pour désagréger les agrégats.
- Laver à grande eau jusqu'à ce que l'eau soit claire.
- sécher la totalité des refus des tamis 16mm, 12.5mm, 10, 5, 2, 1,0.4, 0.2, 0.125, on termine avec le tamis 0.08mm.
- Après on les pèse successivement
- on fin on trouve la masse des refus cumulés.



Figure II.4. Tamiseuse électrique.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux et les courbes granulométriques suivantes :

Tableau II.8. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de l'échantillon n°1

Diamètre des tamis (mm)	Refus (g)	Tamisâts cumulés (%)
20	0	100
12,5	280	93,00
10	600	78,00
5	560	64,00
2	720	46,00
1	640	30,00
0,4	720	12,00
0,2	280	5,00
0,125	80	3,00
0,08	40	2,00
Fond	80	0,00

Tableau II.9. Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage de l'échantillon n°2

Diamètre des tamis (mm)	Refus (g)	Tamisâts cumulés (%)
20	0	100
16	797	80,075
12,5	781	60,55
10	417	50,125
5	831	29,35
2	590	14,6
1	259	8,125
0,4	215	2,75
0,2	59	1,275
0,125	25	0,65
0,08	13	0,325
Fond	13	0

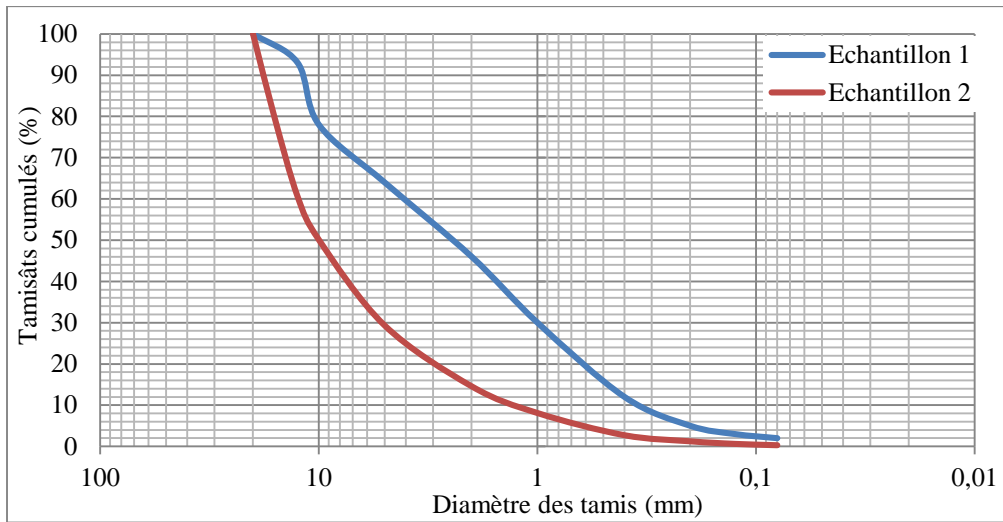


Figure II.5. Courbe granulométrique des différents échantillons.

5. Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen), et le coefficient de courbure:

➤ **Coefficient d'uniformité** : permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Avec :

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

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

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on distingue cinq classes de granulométrie, présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Classes de granulométrie de sols (NF P 94-056, 1996)

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	granulométrie étalée.
$C_u > 200$	Granulométrie très étalée.

➤ **Coefficient de courbure** : permet de décrire la forme de la courbe granulométrique.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$$

Avec:

D_{30} : Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

Lorsque certaines conditions sur sont satisfaites ($1 < C_c \leq 3$), le sol est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière.

Quand sa granulométrie est discontinue ($C_c > 3$), avec prédominance d'une fraction particulière, il est dit mal gradué.

6. Expression des résultats

Tableau II.11. Résultats d'analyse granulométrique des échantillons

Echantillons	Diamètre efficace (mm)			Coefficient d'uniformité C_u	Coefficient de courbure C_c
	D_{10}	D_{30}	D_{60}		
Echantillon n° 1	0,38	1	4,2	11,05	0,63
Echantillon n° 2	1,5	5	14	9,33	1,19

7. Interprétation des résultats

❖ Echantillon 1

On a : $C_u = 11,05$ et $C_c = 0,63$

- Plus de 50% des grains retenus sur le tamis 0.08mm,
- Moins de 50% des grains retenus sur le tamis 5mm,
- Moins de 5% des grains qui passent au tamis 0.08mm.

$C_u > 6$ et $1 < C_c < 3$

D'après la classification des sols grenus du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), on peut classer l'échantillon n°1 comme étant un sable propre bien gradué avec une granulométrie semi-étalée, de symbole (SW).

❖ Echantillon_n°2

On a : $C_u = 9,33$ et $C_c = 1,19$

- Plus de 50% des grains retenus sur le tamis 0.08mm ;
- Plus de 50% des grains retenus sur le tamis 5mm ;

- Plus de 50% d'éléments ont un diamètre supérieur à 2 mm ;

- Moins de 5% des grains qui passent au tamis 0.08mm.

$Cu > 4$ et $1 < Cc < 3$

D'après la classification des sols grenus du Laboratoire Central des Ponts des Chaussées (LCPC), on peut classer notre sol comme étant une grave bien graduée avec une granulométrie semi-étalée, de symbole (GW).

II.3.4.2. L'analyse granulométrie par sédimentation (NF P 94-057)

Le refus au fond représente 2% de la masse totale donc la sédimentation n'est pas nécessaire.

II.3.5. Equivalent de sable (NF P 18-598)

Selon la norme NF P 18-598 (1991), cet essai s'applique sur les échantillons d'éléments de dimension inférieure à 5mm. Il permet de mesurer la propreté du sable. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui floclent.

Les sols grenus contiennent souvent une part importante de particules fines pouvant modifier de manière importante leur comportement. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton.

L'essai consiste à prélever 120g d'une fraction de sol constituée de particules inférieures à 5 mm, et l'introduire dans une solution lavante destinée à disperser les particules.

On agite fermement le produit obtenu, on laisse reposer ensuite l'ensemble pendant 20min, on constate au fond de l'éprouvette un dépôt solide, et au-dessus un flocculat qui permet de caractériser la propreté des sables.

La formule qui nous permis la détermination de l'équivalent de sable est :

$$E_{sv} = \frac{h'_2}{h_1} 100$$

Avec :

Hauteur h_1 : sable propre +élément fins ;

Hauteur h'_2 : sable propre seulement.

La formule qui nous permis la détermination de l'équivalent de sable dans les mêmes conditions est :

$$E_s = \frac{h_2}{h_1} 100$$

Avec :

Hauteur h_1 : sable propre +élément fins ;

Hauteur h_2 : la hauteur du piston.

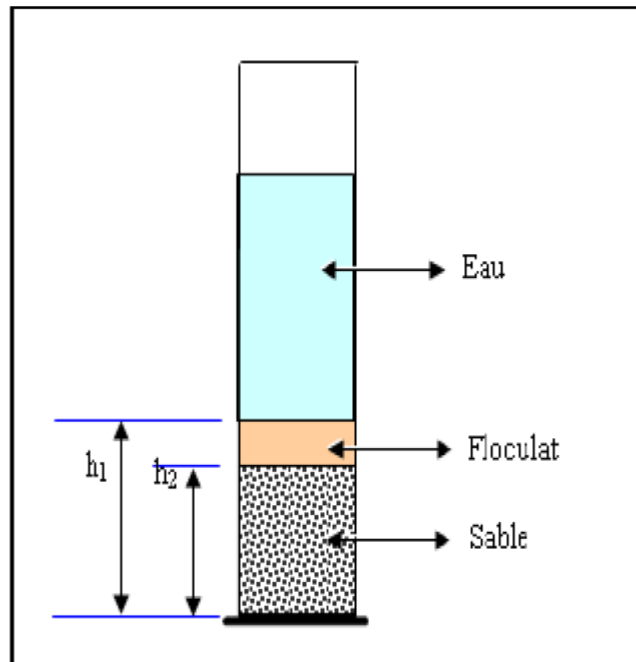


Figure II.6. Définition de l'équivalent de sable.



Figure II.7. Essai d'équivalent de sable.

II.3.5.1. Expression des résultats

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.12. Les résultats de l'équivalent de sable des différents échantillons

Echantillons	Masse de l'échantillon (g)	Hauteur h_1 (cm)	Hauteur h_2 (cm)	Hauteur h'_2 (cm)	$E_{sv} = \frac{h'_2}{h_1} 100(\%)$	$E_s = \frac{h_2}{h_1} 100(\%)$	Moyenne
Echantillon n° 1	124,54	12,25	11,96	12	97,95	97,63	97,79
Echantillon n° 2	120	12,6	8,2	8,4	66,67	65,07	65,87

II.3.5.2. Interprétation des résultats

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature de sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'en apprécier sa qualité.

Tableau II.13. Classification des sables. (NF P 18-598, 1991)

ES (à vue)	ES (au piston)	Nature et qualité du sable
ES <65	ES < 60	Sable argileux, risque de retrait ou gonflement, a rejeter pour des bétons de qualité.
$65 \leq ES < 75$	$60 \leq ES < 70$	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
$75 \leq ES < 85$	$70 \leq ES < 80$	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES >85	ES > 80	Sable très propre l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qui faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

Selon la classification des sables, nous constatons que l'échantillon n° 1 est classé comme étant un Sable très propre, avec « ES (à vue) >85 et ES (au piston) > 80 » pas de risque de retrait ou gonflement.

Nous constatons que l'échantillon n° 2 est classé comme étant un Sable légèrement argileux, avec « $65 \leq ES$ (à vue) < 75 et $60 \leq ES$ (au piston) < 70 ».

II.3.6. Limite d'Atterberg (NF P 94-051) (1993)

Les limites w_l , w_p et I_p (%) sont non mesurables donc les matériaux ne comportent pas de particules argileuses, ceci peut-être vérifié par l'essai VBS.

II.3.7. L'essai au bleu de méthylène – Essai à la tâche (NF P 94 – 068)

Selon la norme NF P 94 – 068 (1998), cet essai permet de mesurer la quantité et l'activité de la fraction argileuse (inférieure à 5mm) contenue dans le sol, et permet une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à la saturation.



Figure II.8. Matériel d'essai au bleu de méthylène.

L'essai s'effectue sur 70 g de matériau trempé dans 0,5 L de l'eau distillée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à 700 tr/min pendant au moins 5 minutes, ensuite injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile.

On prélève une goutte de liquide contenant le sol imbibé de bleu, que l'on dépose sur un papier filtre spécial.

- Si la goutte centrale bleu est entouré d'une zone humide incolore le test est négatif, on continue alors le dosage au bleu.
- Si le test est positif, la zone humide est teintée de bleu c'est-à dire on arrête le dosage.

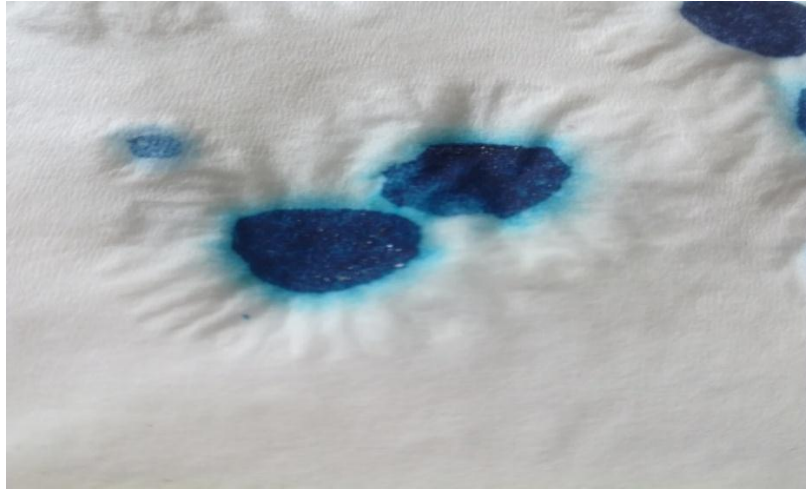


Figure II.9. Résultats de l'essai à la tâche sur les différents échantillons étudiés.

$D_{\max} > 5\text{mm}$ d'où :

La valeur de bleu de sol est donnée par la relation suivante:

$$\text{BVS} = \frac{M_b}{M_s} \cdot C \cdot 100$$

Avec

M_s : la masse sèche de la prise d'essai $\left(\frac{M_{h1}}{1+w}\right)$ (g) ;

M_b : la masse de bleu permettant la saturation par adsorption (g); ($M_b = V \times 0,01$)

V : le volume de solution de bleu utilisée pour atteindre l'adsorption totale (cm^3) ;

C : la proportion de la fraction 5mm dans la fraction du matériau sec;

Le VBS traduit globalement la quantité et la qualité de la fraction argileuse du sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de sol.

II.3.7.1. Expression des résultats

Tableau II.14. Résultats de l'essai au bleu de méthylène (VBS)

Echantillons	VBS(%)
Echantillon n° 1	0,14
Echantillon n° 2	0,19

II.3.7.2. Interprétation des résultats

Tableau II.15. La classification des sols vis-à-vis de la valeur de bleu de méthylène (NF P 94 – 068, 1998)

Valeur de bleu de méthylène du sol.	Désignation du sol.
VBS < 0,2	Sols sableux
0,2 < VBS < 2,5	Sols limoneux
2,5 < VBS < 6	Sols limoneux –argileux
6 < VBS < 8	Sols argileux
VBS > 8	Sols très argileux

VBS < 0,2 → Sols sableux.

II.3.8. L'analyse chimique et minéralogique

Sur les matériaux calcaires très purs, l'analyse chimique peut se faire par attaque de l'échantillon à l'acide diluée (HCl 1/20). Pour les sols non calcaires l'attaque sera effectuée par fusion alcaline à température élevée (Voinovich, 1970).

II.3.8.1. Expression des résultats

Tableau II.16. Composition minéralogique de l'échantillon n°1.

Composants		Pourcentage %	
		Echantillon n°1	Echantillon n°2
Calcite (Carbonates (CaCO ₃))		95	93
Micas	Muscovite	1	3
	Quartz	4	3
	Hydroxydes de fer	<1	1

Tableau II.17. Résultats de l'analyse chimique des deux échantillons.

Echantillons	Analyse des éléments majeurs (%)										
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	PAF
Echantillon n°1	2,90	0,11	0,44	52,84	1,00	0,32	<0,05	<0,05	0,01	0,07	41,96
Echantillon n°2	6,51	1,11	0,93	50,75	0,93	0,21	0,22	<0,05	0,02	0,08	39,04

II.3.8.2. Interprétations des résultats

Ces échantillons sont caractérisés par la présence abondante de carbonate (calcite). Ils possèdent une structure hétérogranoblastique formée d'un assemblage de cristaux de calcite légèrement aplatis et disposés suivant une orientation préférentielle.

• Calcite

Elle se présente sous deux formes :

- En grands cristaux, ayant fréquemment une macle de biréfringence sa taille variant de 0,3 à >1mm, constituant en partie la masse de la roche.
- En microcristaux (microgranoblastique) (taille : 0,05-0,25mm) agglutiné parfois autour des grands cristaux.

• Micas

Très peu abondants, ils sont représentés par quelques fines lamelles muscovite allongées et rarement groupées. Leur taille est comprise entre 0,1 et 0,2mm.

Ils sont parfois pigmentés par des hydroxydes de fer.

II.4. Conclusion

Les essais d'identification permettent de classer les sols, et les reconnaître facilement, ils sont simples et peu coûteux. L'identification des matériaux étudiés a montré que :

- La teneur en eau des matériaux est très faible.
- L'analyse granulométrique a montré que les matériaux utilisés sont la grave et le sable, et que leur fraction granulaire est de 0/20mm.
- Les matériaux sont sableux et denses et insensibles à l'eau.

Le prochain chapitre comportera la première série d'essais mécaniques à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié ainsi que les essais CBR avant et après immersion.

CHAPITRE III

COMPACTAGE ET PORTANCE DES MATERIAUX ETUDIÉS

III.1. Introduction

Lors de la construction de routes, 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 influe directement à la portance des sols, des remblais, des couches de forme, des fondations et des sous-fondations des routes et aéroports. Cette portance caractérisée par l'essai CBR qui permet de mesurer la résistance à l'effort de poinçonnement d'un sol et évaluer son gonflement lorsqu'il est immergé dans l'eau. C'est l'un des paramètres indispensables dans les essais géotechniques précédant la construction d'ouvrages routiers. Il est utilisé partout dans le monde pour déterminer l'épaisseur des couches de chaussées.

III.2. Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charges, vibrations, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration de la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements.

D'une manière générale, le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi en accroître la compacité. La masse volumique sèche d'un sol compacté sera donc supérieur à celle d'un sol non compacté. (Robitaille, 1997).

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terres... (Guétouche, 2015)

La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassements.

- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par le gel, le gonflement et le retrait.

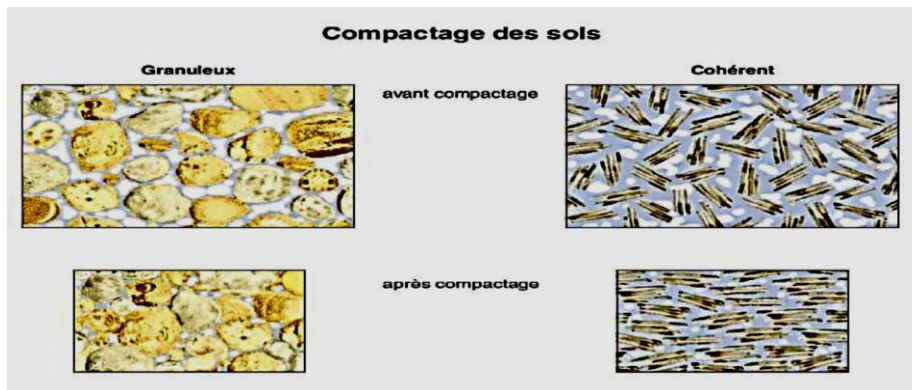


Figure III.1. Compactage des sols. (Robitaille et Tremblay, 1997)

III.3. Objectifs du compactage

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

Il vise principalement à :

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

Ainsi, lorsque le volume des vides du sol se réduit, le sol est également moins déformable.

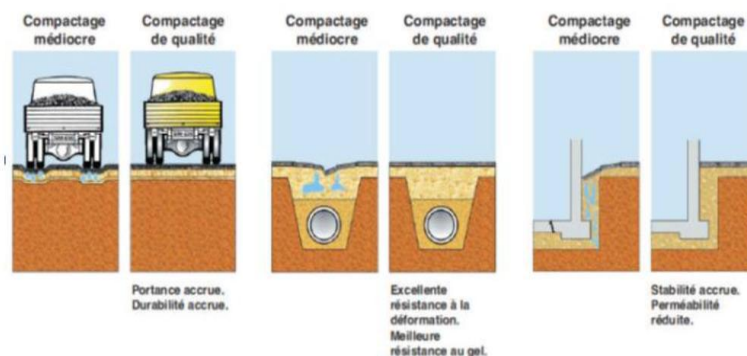


Figure III.2. Objectifs de compactage. (Degoutte, 2002)

III.4. Les modes de compactage

Les modes de compactage sont nombreux, les plus importants peuvent être dynamique, statique et par vibration.

III.4.1. compactage de surface

Le compactage de surface est utilisé généralement pour une profondeur maximale d'environ 3m. Il peut être exécuté sur des sols excavés ou des remblais placés en des couches minces. Les vibrations peuvent produire une densification additionnelle dans les sols présentant une cohésion. Le compactage provient d'un accroissement de la compacité du sol, et celui-ci est dû à un meilleur arrangement des grains et élimination des vides. Des études expérimentales montrent qu'un compactage approprié des sols réalisé sur des remblais ne tassera pas ou tassera très peu. Il y a donc un optimum de compactage à réaliser, c'est cet optimum que le laboratoire se propose de déterminer. (Bekkouche et al, 2002).



Figure III.3. Stabilisation par compactage de surface. (Cas d'une digue de barrage en terre de Kef-Eddir construit à Tipaza, 2009)

III.4.2. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre d'une hauteur de 10 à 30 mètres, une masse pesant de 10 à 35 tonnes (Figure III.4). L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration.

Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées. (Bekkouche et al, 2002).



Figure III.4. Densification d'un terrain par compactage dynamique (cas réel de l'aéroport de Nice, 1978)

III.4.3. Vibrocompactage

La technique du vibrocompactage (ou compactage par résonance vibratoire) consiste en la vibration de profilés spécialement développés à l'aide de vibreurs verticaux fortement puissants à fréquence variable, installés et adéquatement fixés à la tête du profil (Figure III.5), l'énergie vibratoire est transmise sur toute la longueur du profilé et provoquant le compactage du sol en place, sans qu'un matériau de remplacement soit nécessaire. Ce type de compactage fonctionne de façon optimale dans des sols sableux saturés, les vibrations font développer alors des pressions interstitielles. La mobilité des particules de sable augmente et elles se réorganisent donc plus facilement.

Il est important de signaler que les nuisances vibratoires liées à l'utilisation des compacteurs vibrants doivent être prises en considération par les concepteurs d'infrastructures. (Bekkouche et al, 2002).



Figure III.5. Vibrocompactage. (Kazi Aoul, 2015).

III.5. Paramètres influençant le compactage

L'ingénieur américain Proctor (1933), qui a mis au point l'essai de compactage a montré que le compactage dépend spécialement des paramètres suivants :

III.5.1. Influence de la teneur en eau

La teneur en eau joue un rôle important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie. Lors d'un essai de compactage, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement, la variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, on obtient une courbe en cloche.

- Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;
- Lorsque la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, provoquant un ramollissement du sol qui devient plus déformable, ce qui aboutit par la suite à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu ;
- Lorsque la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées, et à empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air. Les vides totaux, cependant, continuent à augmenter avec la teneur en eau et donc la densité sèche du sol diminue.

Pour étudier comment la teneur en eau influe sur le compactage d'une terre, Proctor a imaginé de procéder au tassement mécanique d'un échantillon, toujours de même façon, en modifiant seulement le degré d'humidité. Ayant tamisé, puis disposé la terre par couches égales dans un cylindre de dimensions bien définies, il tasse chaque couche à l'aide d'un pilon, toujours de

même poids, tombant toujours de la même hauteur, un même nombre de fois n . En faisant varier la teneur en eau. (Varlet, 1966).

On note aussi que, pour les sables secs, il est possible d'atteindre des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus à l'optimum par séchage du sol, ce qui permet de compacter à sec.

Ce type de compactage est très utile dans les régions arides.

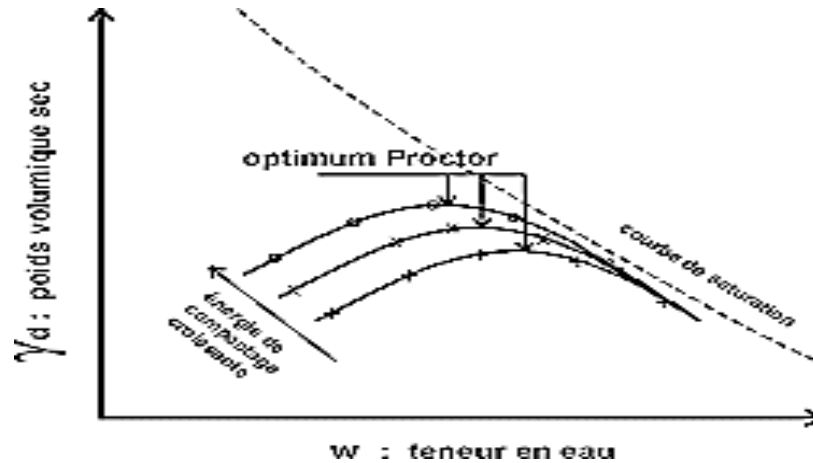


Figure III.6. Influence de la teneur en eau sur le compactage. (Varlet, 1966)

III.5.2. Influence de 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 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.

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.

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues.

Plusieurs auteurs montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage. (Robitaille et Tremblay, 1997).

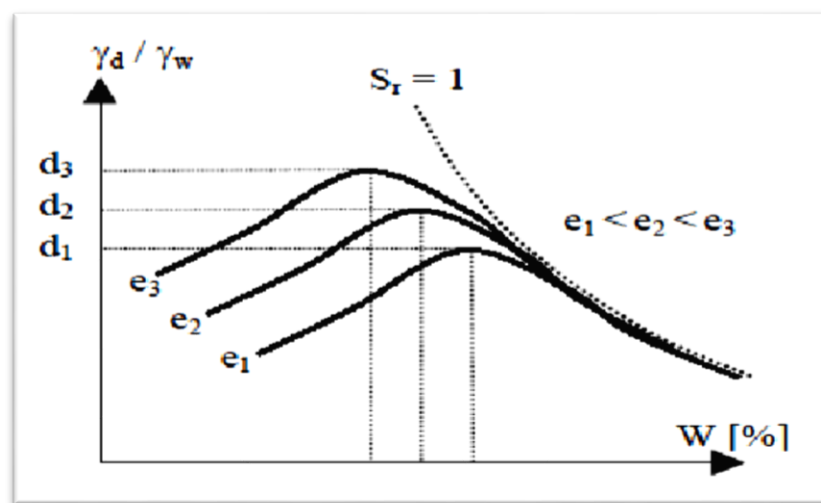


Figure III.7. Influence de l'énergie de compactage sur le compactage. (Robitaille, 1997)

III.5.3. Influence de la granulométrie

Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée.

Donc il est observé expérimentalement qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliore le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses. Les argiles plastiques sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées. (Robitaille et Tremblay, 1997).

III.5.4. Influence du type de sol

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

Williams et al, cité par Zhong-Sen (2015), ont trouvé que le type de sol peut influencer de façon importante la courbe de compactage, la densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation de la limite de liquidité.

D'une manière générale l'allure des courbes est aplatie en l'absence de fines et au contraire incurvée dans le cas des sols comportant beaucoup de fines comme les limons et argiles. (Kazi Aoul ,2015)

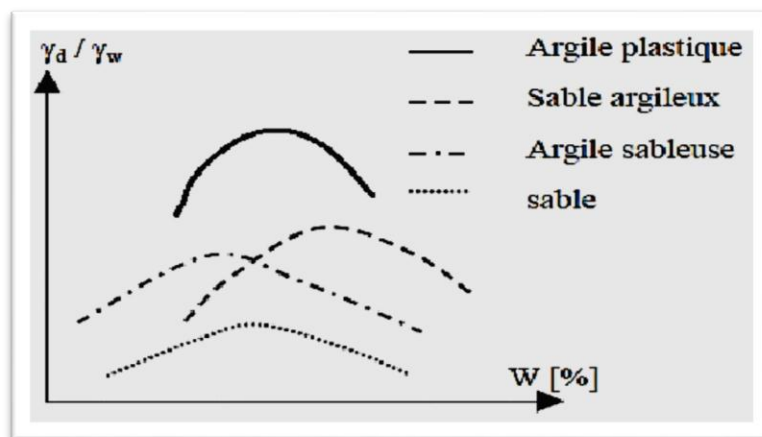


Figure III.8. Influence de type de sol sur le compactage. (Kazi Aoul ,2015)

III.5.5. Influence de la méthode de compactage

Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitudes très différentes ; par ailleurs, selon leurs compositions, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée. (Caamapum De Carvalho, 1987).

Au niveau du laboratoire, on distingue deux types de compactage qui sont souvent utilisés:

- Le compactage dynamique : L'énergie de ce mode de compactage est transmise depuis la surface du matériau compacté par propagation d'ondes de compression et de cisaillement. Le compactage dynamique impose un plus grand degré d'orientation aux particules.
- Le compactage statique : c'est une charge statique (le poids) et une charge

vibratoire avec une fréquence choisie. L'énergie mise dans le sol est une énergie statique plus une énergie dynamique vibratoire dans le temps (elle est sommée sur le temps, plus le temps est long plus l'énergie transmise au sol est importante).

- Si la teneur en eau est trop élevée, l'eau absorbe l'énergie de compactage, et si la teneur en eau est trop faible, l'eau ne peut pas lubrifier les grains de sol.
- Si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique optimal augmente et la teneur en eau optimale diminue.
- Les courbes de compactage sont plus aplaties pour les sols grenus peut sensibles à l'eau.

Ces courbes admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation, qui correspond à l'état saturé du sol.

III.6. Le compactage in situ

Malgré l'extrême diversité des engins de compactage, il est possible de dégager un certain nombre de facteurs intervenant principalement sur l'efficacité d'un engin sur un sol donné.

Nous trouverons bien sûr des facteurs propres au terrain compacté (nature, teneur en eau,...) mais aussi des facteurs caractérisant l'engin et la séquence de compactage (passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...).

III.6.1. Les engins de compactage

Nous appellerons engin de compactage, tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussée.

III.6.1.1. Classement des engins

Il est indispensable de procéder à un classement de ces engins, ne serait-ce que pour pouvoir décrire chacun des types retenus. De nombreuses classifications ont été tentées, nous mentionnerons celle du Comité for European Construction Equipment (C.E.C.E), de la

fédération national des travaux Public (F.N.T.P) et de la Commission d'étude des matériels de Génie Civil (C.E.M.A.G).

a. Rouleaux à bandage lisse

Ils sont composés d'un châssis très robuste portant la chaîne cinématique (qui comprend le moteur), la cabine, le poste de commande et les roues.

Les roues, qui constituent l'élément compacteur, sont des cylindres en acier d'un diamètre variant de 0.40 m et 2 m. La surface cylindrique s'appelle le bandage lisse.



Figure III.9. Rouleaux à bandage lisse. (Kazi Aoul ,2015)

b. Rouleaux à pneu

On distingue essentiellement trois types de compacteurs à pneus (Caamapum De Carvalho, 1987):

- Compacteurs à pneus tractés à une rangée de roues, très lourds (60 - 100 tonnes)
- Compacteurs à pneus tractés à deux rangées de roues, légers (< 15t) ;
- Compacteurs à pneus automoteurs.

L'épaisseur des couches compactées pour les engins de compactage à pneus peut varier généralement entre 15 cm et 25 cm.

c. Rouleaux vibrants

Ces engins sont utilisables pour le compactage des matériaux à angle de frottement interne élevé ce qui explique que leur domaine d'action préférentiel soit celui des assises de chaussées (Caamapum De Carvalho, 1987):

- Rouleau mono axe tracté ;
- Rouleau monocylindre autottracté ;

- Rouleau automobile monocylindre ;
- Rouleau tandem transversal ;
- Rouleau tandem longitudinal ;
- Rouleau automobile mixte vibrant à pneus.

L'épaisseur des couches compactées peut varier entre 15 cm et 30 cm.

d. Rouleaux à pieds dameurs

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30.

C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor. (Caamapum De Carvalho, 1987).

Les compacteurs à pieds dameurs, actuellement sur le marché, sont de trois types :

- Les tandems, à articulation centrale ;
- Les tricycles ;
- Les quadri-roues.

III.6.2. des facteurs caractérisant l'engin

III.6.2.1. Notion de planche d'essai

Une grande partie des difficultés des projets de terrassement vient du fait que la mise en place d'un sol (remblai par exemple) dépend souvent des conditions atmosphériques au moment des travaux.

La planche d'essai permet avant l'ouverture d'un chantier de terrassements, de fixer les paramètres de compactage lié à l'engin utilisé, au sol considéré au moment des travaux (teneur en eau, vitesse des engins, nombre de passe, ...), et ce, en vue d'obtenir la compacité à atteindre (compacité prescrite). (Kazi Aoul ,2015)

III.6.2.2. Influence de la vitesse de l'engin

Pour un engin donné et des exigences de qualité fixées, il existe une vitesse optimale, fonction de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité ne sont sévères, plus la vitesse de translation optimale a une valeur réduite.

Il est recommandé de limiter la vitesse de la plupart des compacteurs à 8km/h. Dans le cas des compacteurs vibrants, la vitesse optimale se situe autour de 5km/h pour que les vibrations puissent agir efficacement sur toute l'épaisseur de la couche. (Kazi Aoul ,2015)

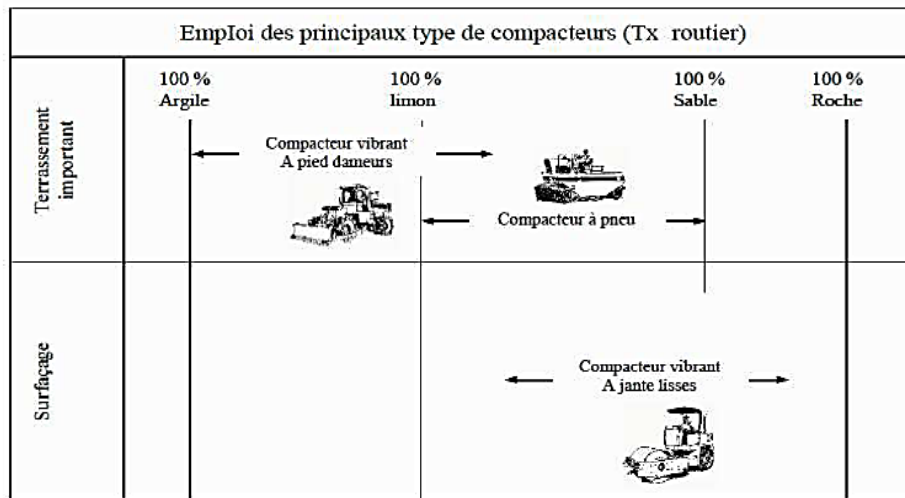


Figure III.10. Domaine d'emploi des principaux engins de compactage.

(Kazi Aoul ,2015)

III.6.2.3. Influence du nombre de passes

Pour un engin donné et des paramètres de qualité fixés, il existe un nombre de passes optimales fonction de la vitesse de l'engin, de l'épaisseur de la couche et de la nature du matériau permettant d'obtenir une compacité maximale. Plus les exigences de qualité sont sévères, plus le nombre de passe optimale est élevé.

De façon générale il faut 3 à 8 passes pour compacter une couche de sol de 30 cm d'épaisseur, mais ce nombre peut facilement atteindre 12 en fonction du type de sol, de la teneur en eau et de la masse du compacteur. Si la compacité voulue n'est pas atteinte après 12 passes dans les conditions optimales d'humidité, on conclut que les opérations de compactage n'ont pas atteint leur but et que le compacteur utilisé n'est probablement pas adéquat.

En pratique la teneur en eau fixée à la valeur optimale de l'essai Proctor est obtenue par étalonnage de la citerne à eau. Pour chaque vitesse de l'engin considéré on détermine le nombre de passes permettant d'obtenir les spécifications prescrites. On peut ainsi représenter la courbe (Vitesse de l'engin, Nombre de passes) et déterminer son optimum qui donne les paramètres liés à l'engin. (Kazi Aoul ,2015)

III.7. Contrôle de la compacité

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le degré de compacité (D_c (%)) = $\gamma_{dchant} / \gamma_{dopt}$ est le principal critère de contrôle pour accepter ou non le compactage. On calcule le degré de compacité (D_c) en comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier (γ_{dchant}) avec celui du laboratoire (γ_{dopt}). Ce degré s'approche de 100% lorsque la valeur de (γ_{dchant}) s'approche de celle de (γ_{dopt}). En général le cahier des charges exige un $D_c \geq 95\%$ (voir 98%).

On mesure la compacité et/ou la teneur en eau sur le chantier à l'aide de plusieurs appareils de plus simples aux plus sophistiqués. (Kazi Aoul, 2015)

III.7.1. Densitomètre à membrane (NF P94-061-2)

Le densitomètre à membrane est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec. En ayant la masse humide et sèche de l'échantillon extrait ; on peut facilement calculer les poids volumiques apparents humide, et sec des sols en place.

III.7.2. Gamma (Nucléo) densimètre (NF P98-241-1)

Cet essai relatif aux chaussées, mesure de la masse volumique moyenne apparente des matériaux en place à l'aide de transmission directe de rayons Gamma. Cet appareil portatif permet d'effectuer des mesures de densité et d'humidité des sols, granulats, terrassement, bétons et enrobés bitumineux. Ils contiennent une ou deux source(s) radioactive(s) scellée(s). La première (Césium 137 ou Cobalt 60) permet de déterminer la masse volumique des matériaux (par transmission directe ou rétrodiffusion) grâce au comptage de photons (compteur Geiger Müller). La seconde (Américium 241/Béryllium ou Californium 252) permet de déterminer la teneur en eau des matériaux. Les neutrons émis par la source sont ralentis par l'hydrogène de l'eau puis captés par un détecteur à Hélium 3.

III.7.3. Le soildensity gauge (SDG)

Cet essai permet le contrôle de compactage par la méthode SDG 200. Le SDG 200 (soildensity gauge) est un appareil non nucléaire qui crée un champ électrique au niveau de son plateau

sensitif et mesure en réponse le constant diélectrique du matériau avec un temps de mesure n'excédant pas 3 minutes.

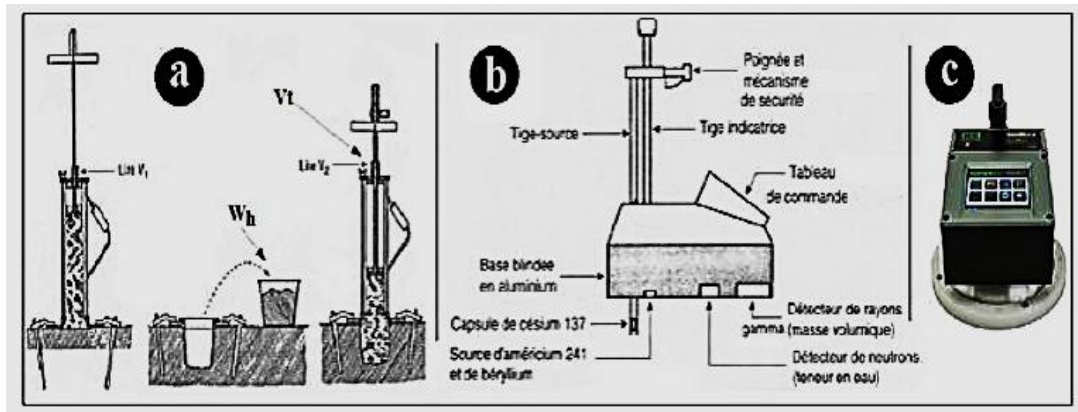


Figure III.11. Différentes méthodes pour mesurer la compacité. (Kazi Aoul, 2015)

III.7.3. L'essai à la plaque NF P 94-117-1

L'essai de chargement à la plaque est un essai géotechnique classique qui permet de réaliser sur la surface d'un sol ou d'une couche faisant partie de la structure routière une expérience relativement simple dont le résultat est lié aux propriétés mécaniques des matériaux examinés.

Les résultats de l'essai sont destinés au contrôle de la mise en œuvre des matériaux (contrôle de compactage) ; parfois les essais de chargement à la plaque sont effectués dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'une chaussée neuve ou de renforcement d'une chaussée existante. A défaut de mesure du module de la plaque, il est estimé par la formule donnée par les catalogues de dimensionnement des chaussées neuves $E = 5 \times \text{CBR}$.

III.8. Les essais de compactage au laboratoire

Les essais de compactage effectués en laboratoire permettent de déterminer le poids volumique sec maximum pour une énergie de compactage donnée. En comparant la valeur obtenue en laboratoire et celle mesurée sur chantier après les opérations de compactage, on peut vérifier si celui-ci a été suffisant pour une bonne qualité des travaux. (Robitaille et Tremblay, 1997).

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

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

III.8.1. Les essais Proctor

L'essai Proctor mis au point par l'ingénieur Ralph.R Proctor (1933) est un essai géotechnique qui a pour but de déterminer pour un compactage d'intensité donné, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ».

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

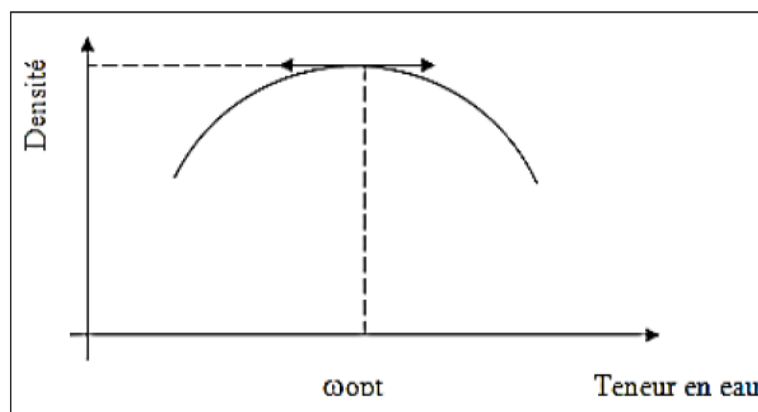


Figure III.12. Diagramme Proctor simple. (NF P 94-093,1999)

III.8.2. Utilisation de l'essai Proctor dans les travaux de compactage de sol

En travaux publics, lors de la construction d'un stock de terre (un remblai), l'objectif va être de compacter le sol afin à la fois de stocker un maximum de matériau dans le volume donné, et aussi d'augmenter la stabilité du remblai pour éviter les phénomènes de glissement. L'essai Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau nécessaire pour aboutir à cette densité.

En remblai, si le matériau est trop sec il faudra alors l'humidifier (le plus souvent à l'aide d'une sous-soleuse et d'un malaxeur). S'il est trop humide, il faudra l'aérer jusqu'à obtenir la teneur en eau OPN. Une fois la teneur en eau optimale atteinte, le compacteur roule sur le matériau, jusqu'à atteindre la compacité maximum.

En couche de forme, la portance exigée par la structure de la chaussée est beaucoup plus importante qu'en remblai. De ce fait l'énergie de compactage est plus grande, 2 700 J pour essais Proctor modifié contre environ 600 J pour l'essai Normal. Dans le cadre du guide des terrassements routiers, GTR, les conditions à respecter pour un sol sont un nombre de passes

plus grand pour une teneur en eau optimale W_{OPM} . La portance est mesurée à long terme notamment à l'essai à la plaque, avant de réaliser la structure de chaussée pour vérifier que la portance de la plateforme est conforme au dimensionnement retenu. (Robitaille et Tremblay, 1997).

III.8.3. Principe de l'essai Proctor

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule standard à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes, on détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpellant entre les points expérimentaux ; elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor » et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

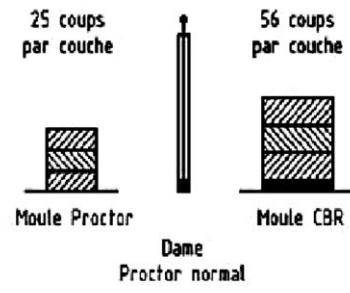
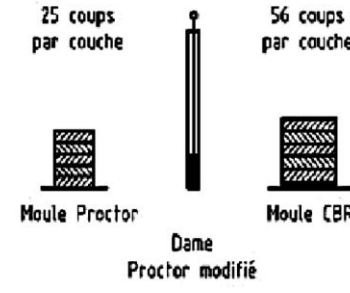
➤ L'essai Proctor normal (PN)

Le compactage n'est que moyennement poussé avec une énergie de compactage faible ; il est généralement utilisé pour les études de remblai en terre (barrage et digue). Le compactage a alors pour but de limiter les tassements.

➤ L'essai Proctor modifié (PM)

Le compactage est beaucoup plus intense, il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier avec des engins de compactage puissants ; c'est ordinairement par l'essai Proctor modifié que l'on détermine les caractéristiques de compactage (teneur en eau optimale, densité sèche maximale) des matériaux destinés à constituer la fondation ou le corps de chaussée des routes.

Tableau III.1. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.
(NF P 94-093,1999)

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 Moule CBR</p> <p>Dame Proctor normal</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 Moule CBR</p> <p>Dame Proctor modifié</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	

- Choix du moule

Il dépend de la grosseur des plus gros grains du sol, c'est à dire D.

- Si $D \leq 5$ mm (et seulement dans ce cas), utiliser le moule PROCTOR mais le moule C.B.R. est conseillé.
- Si $5 < D \leq 20$ mm, utiliser le moule C.B.R. Conserver le sol intact, avec tous ses constituants.
- Si $D > 20$ mm, tamiser à 20 mm et peser le refus.
- Si refus ≤ 25 %, 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.

Tableau III.2. Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié selon les normes canadiennes. (NF P 94-093,1999)

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

Dans cette étude, nous avons réalisé les essais de compactage au Proctor modifié prescrit par la norme NF P 94-093, vu que les matériaux étudiés sont destinés à une éventuelle utilisation dans les couches d'assises de chaussées.

III.9. Essai Proctor modifié (NF P 94-093)

III.9.1. 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.

III.9.2. 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 conventionnelle. 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 dernière en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor) pour déterminer l'optimum Proctor.

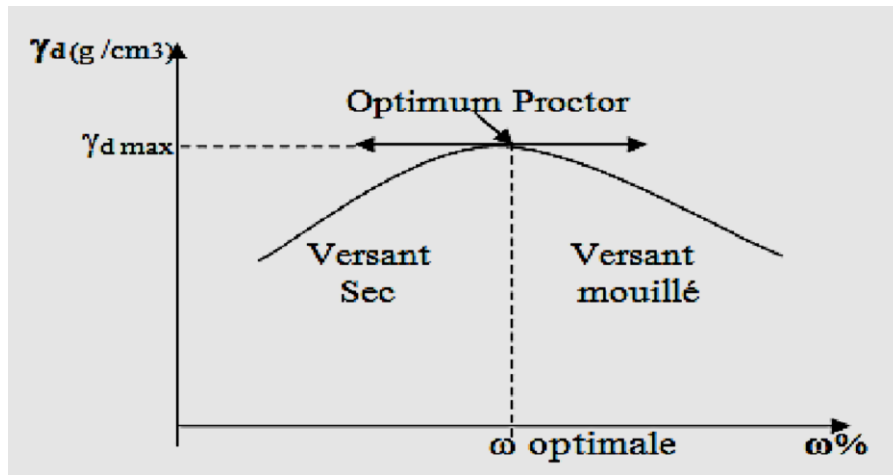


Figure III.13. Modèle de courbe Proctor. (NF P 94-093,1999)

III.9.3. 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 amovible.
- Une dame Proctor modifiée qui est constitué par un mouton de 4.54 kg dont la hauteur de chute est de 45.7cm.
- Une étuve.
- Une règle à araser d'environ 250mm.
- Truelles pour le malaxage.
- Une balance sensible au gramme d'une portée maximale au moins égale à 10kg.
- Une éprouvette graduée.
- Un bac.



Figure III.14. Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

III.9.4. Exécution de l'essai

1. On tamise un échantillon de sol représentatif.
2. Après séchage à l'air ou à une température ne dépassant pas 60°C pour les sables et les graviers, on sépare l'échantillon en quatre ou cinq parties (pour avoir quatre ou cinq éprouvettes), les échantillons destinés au moule de 944 cm^3 doivent avoir une masse d'environ 2.75 Kg , ceux destinés au moule de 2124 cm^3 doivent peser environ 5.75 Kg .
3. On règle la teneur en eau de chaque échantillon, de manière à ce que ces valeurs se répartissent de part et d'autre de la teneur en eau optimale.

D'un échantillon à l'autre, la teneur en eau doit augmenter de 1.5% , et pour que la teneur en eau soit homogène, chaque échantillon doit être malaxé soigneusement et couvert d'une molécule plastique jusqu'à son utilisation.
4. On prend le volume et la masse du moule vide, (la norme prescrit de refaire ces mesures toutes les milles utilisations).
5. On compacte chaque échantillon de sol en suivant la même méthode. On dépose dans le moule cinq couches égales de sol, en compactant chacune au moyen de 25 ou 56 coups de marteau, selon le moule utilisé. La distribution des coups doit être uniforme sur toute la surface, à des intervalles d'au moins une seconde et demie. Après avoir compacté les cinq couches, on enlève le collet et on arase le sol au niveau du moule (la dernière couche ne doit pas dépasser la hauteur intérieure du moule de plus de 6 mm).
6. On pèse l'éprouvette humide immédiatement lors de son extraction du moule, et sèche après l'avoir laissée pendant 24 heures à l'étuve.



Figure III.15. Exécution de l'essai Proctor modifié.

III.9.5. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- La masse du matériau sec contenue dans le moule ;
- La masse volumique du sol humide ;
- La densité sèche.

On portera chaque mesure de la densité sèche sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats ainsi que les courbes obtenus sont présentés ci-dessous :

Tableau III.3. Résultats de l'essai Proctor modifié échantillon n°1

Teneur en eau(%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	$W = \frac{M_h - M_s}{M_s} * 100$ (%)	$\rho_d = \frac{M_s}{V}$ (g/cm ³)
2	4583,125	4468,896	2,5	2,104
4	4677,416	4504,393	3,84	2,12
6	4798,223	4540,635	5,67	2,131
8	4801,018	4463,758	7,55	2,1

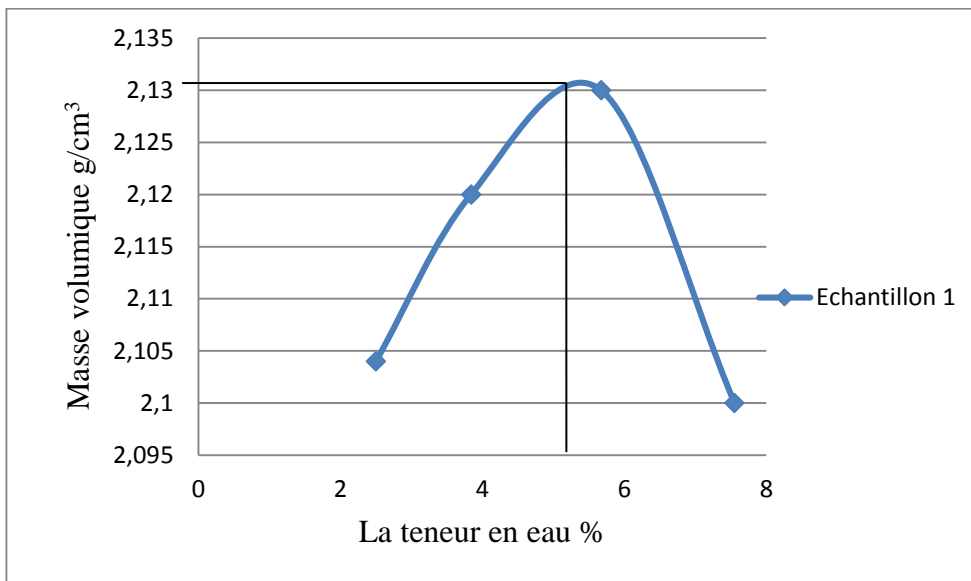


Figure III.16. Courbe Proctor modifié de l'échantillon n°1.

A partir de la courbe Proctor sont déterminées les caractéristiques de compactage de l'échantillon n°1 : $\rho_{d\text{opt}} = 2,131 \text{ g/cm}^3$ et $W_{\text{opt}} = 5,67\%$

Le compactage de l'échantillon n°1 montre des densités sèches qui augmentent jusqu'à une valeur maximale (teneur en eau optimal) de plus en plus avec l'augmentation de la teneur en eau.

Tableau III.4. Résultats de l'essai Proctor modifié échantillon n°2

Teneur en eau (%)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	$W = \frac{Mh - Ms}{Ms} * 100$ (%)	$\rho d = \frac{Ms}{V}$ (g/cm ³)
4	4842,581	4668,63	3,34	2,19
6	5170,527	4906,15	5,38	2,3
8	5241,214	4912,74	6,68	2,324
10	5067,51	4694,04	7,95	2,21

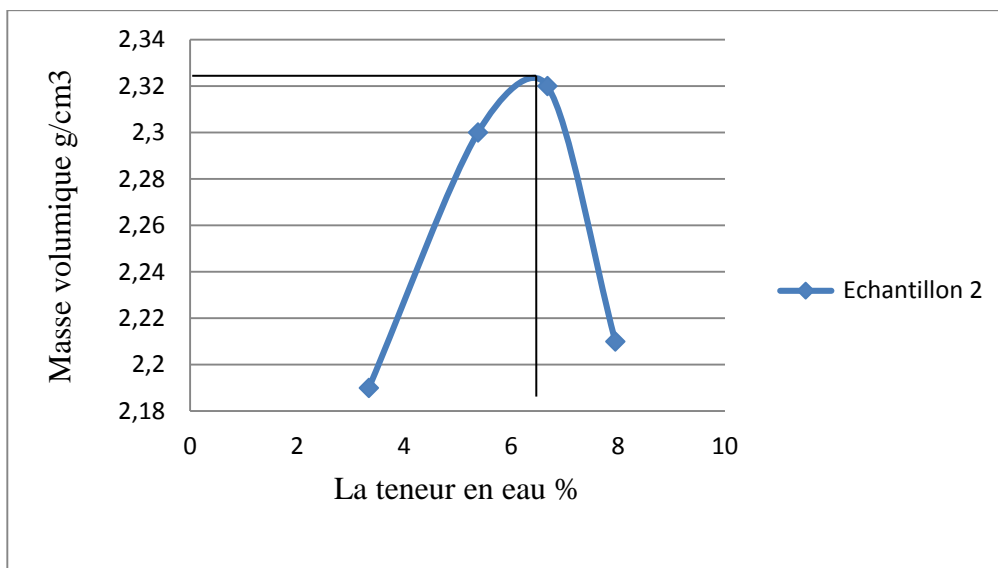


Figure III.17. Courbe Proctor modifié de l'échantillon n°2.

A partir de la courbe Proctor sont déterminées les caractéristiques de compactage de l'échantillon n°2 : $\rho d_{opt} = 2,324 \text{ g/cm}^3$ et $W_{opt} = 6,68\%$

Le compactage de l'échantillon n°2 montre des densités sèches qui augmentent jusqu'à une valeur maximal (teneur en eau optimal) de plus en plus avec l'augmentation de la teneur en eau.

III.9.6. Interprétations des résultats

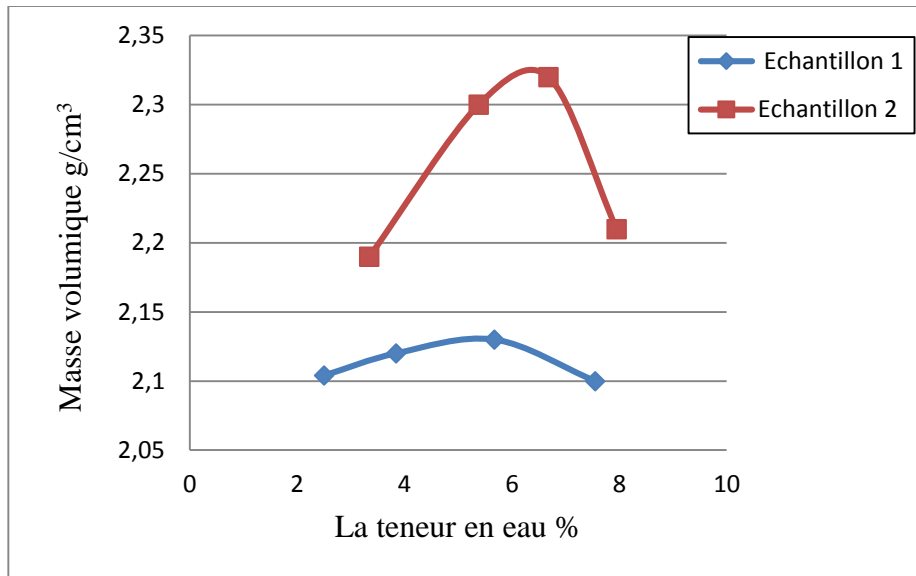


Figure III.18. Courbe comparative des essais Proctor modifié.

A titre de comparaison, la courbe Proctor de l'échantillon n°1 est peu bombée ce qui permet de le qualifier comme matériau peu sensibles à l'eau alors que la courbe de l'échantillon n°2 est très aplatie ce qui permet de le qualifier comme matériau non sensible à l'eau.

Ces résultats permettent de qualifier les échantillons étudiés du point de vue compactage comme matériaux acceptables et intéressants pour une utilisation dans les corps de chaussée de moyen à fort trafic de classe inférieure à T3 (CETBP, 1984).

Les matériaux de chaussées utilisés dans la pratique par différentes entreprises présentent généralement, des densités variant de 1.9 à 2.6 selon la nature et l'intensité du trafic supporté par la chaussée.

Tableau III.5. Evolution des teneurs en eau et des masses volumiques sèches pour les différents échantillons.

Echantillons	Teneurs en eau optimales w_{optm} (%)	Densités sèches maximales (g/cm^3)
Echantillon n°1	5,67	2,13
Echantillon n°2	6,68	2,32

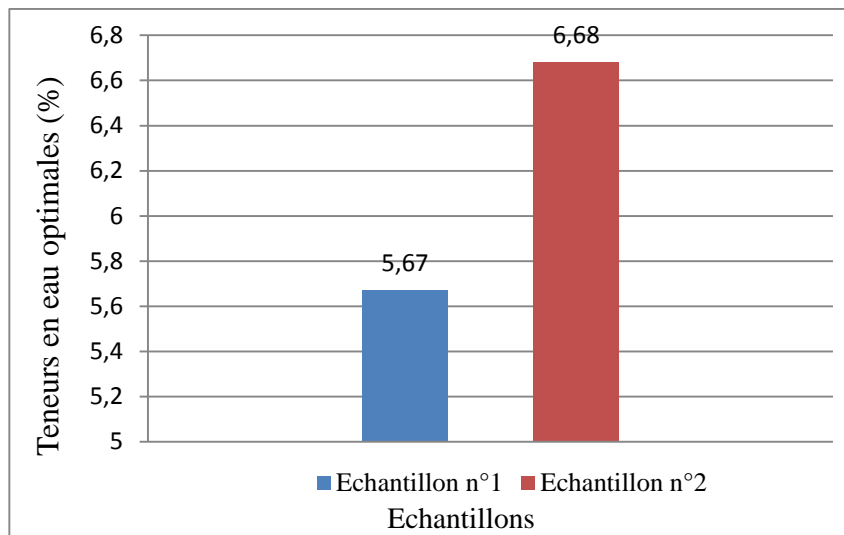


Figure III.19. Les teneurs en eau optimales des différents matériaux.

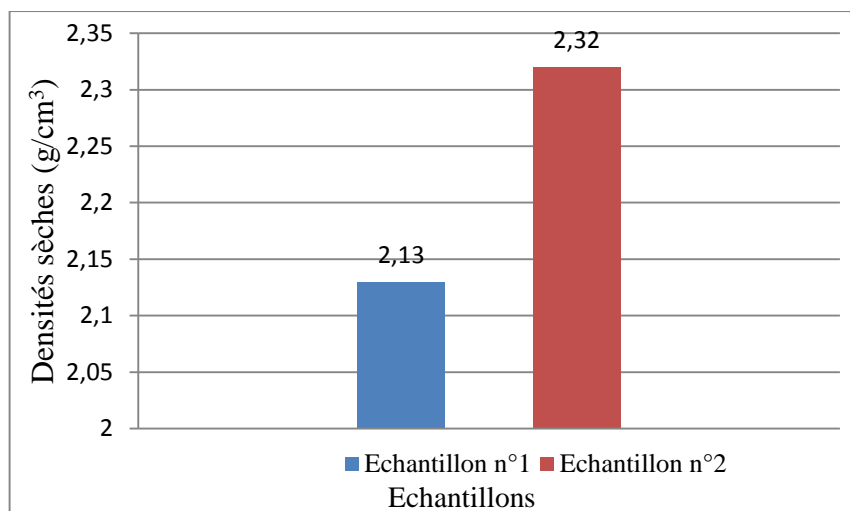


Figure III.20. Les densités sèches maximales des différents matériaux.

D'après les résultats obtenus aux figures (III.19 et III.20), on remarque que l'échantillon n°2 a enregistré une meilleure densité à l'essai Proctor modifié par rapport l'échantillon n°1. Ce qui permet de dire que ce dernier donne de bons résultats au compactage. Toutefois, l'échantillon n°1 développe une densité sèche intéressante (suffisante) supérieure à 1.8 (seuil minimal exigé par les normes en vigueur).

III.10. Essai de portance Californien (California Bearing Ratio ; CBR) (NF P 94-078)

III.10.1. Définition

L'essai de C.B.R a été mis au point en 1929, par les ingénieurs T.E Stanton et O.J Poter du département des routes de Californie. Il est l'un des principaux essais routiers, utilisé pour le

dimensionnement des chaussées, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2ème guerre mondiale.

Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier. Il permet la classification d'un sol pour être utilisé comme sous fondation et fondation dans la construction des routes.

III.10.2. But de l'essai

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

L'indice CBR permet donc de :

- Etablir une classification GTR (Guide des terrassements routiers)
- Evaluer la traficabilité des engins de terrassement ;
- Dimensionner les couches de fondations nécessaires à la construction d'une chaussée en fonction du sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu et des conditions hydriques futures que subira la route (l'épaisseur des couches diminue lorsque l'indice CBR augmente).

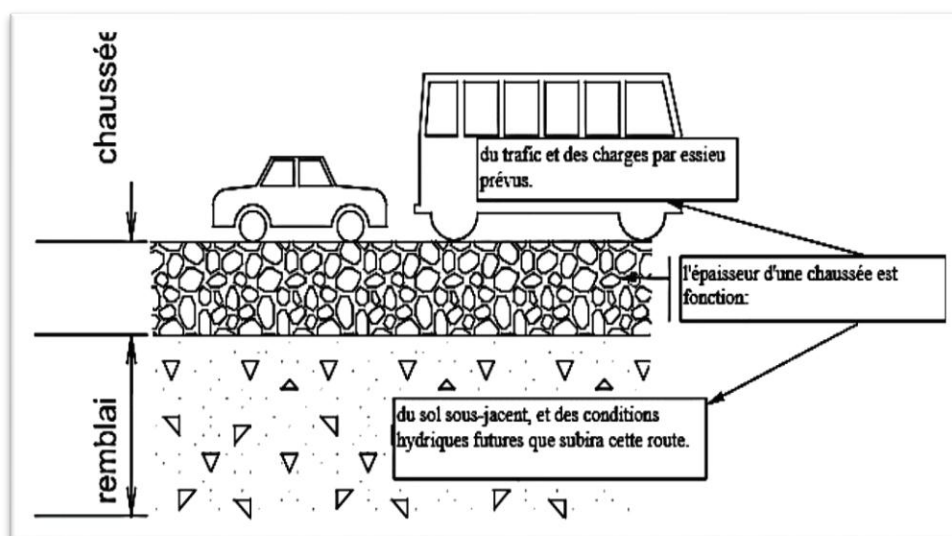


Figure III.21. Corps de la chaussée selon le trafic. (Kazi Aoul ,2015)

III.10.3. Principe de l'essai

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 mm, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 19,93 kN, qui est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Les essais C.B.R permettent, la détermination de :

- L'indice Portance Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- L'indice C.B.R immédiat (C.B.R immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée ;
- L'indice C.B.R après immersion (C.B.R immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit-le rapport entre les efforts de poinçonnement produisant un enfoncement donné dans le mélange étudié ; la capacité de portance du sol est d'autant meilleure que l'indice est plus élevé.

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

$$I(2.5) = (\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)} / 13.35) \times 100 ;$$

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

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

Dans le cas de l'indice CBR après immersion, est calculé le gonflement linéaire relatif G :

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

Avec :

Δh : variation de hauteur mesurée (mm).

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 126,6 mm. La hauteur de gonflement (Δh) indiquée par le comparateur est mesurée après 4 jours d'immersion.

III.10.4. Appareillage

❖ Matériel de confection des éprouvettes

➤ Le moule C.B.R et le matériau e compactage (Proctor modifié), avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à araser,.....),

- Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,.....
- Et pour chaque moule un plateau de gonflement, un trépied porte comparateur, un anneau de surcharge en deux parties, un comparateur donnant le 1/100 de mm.

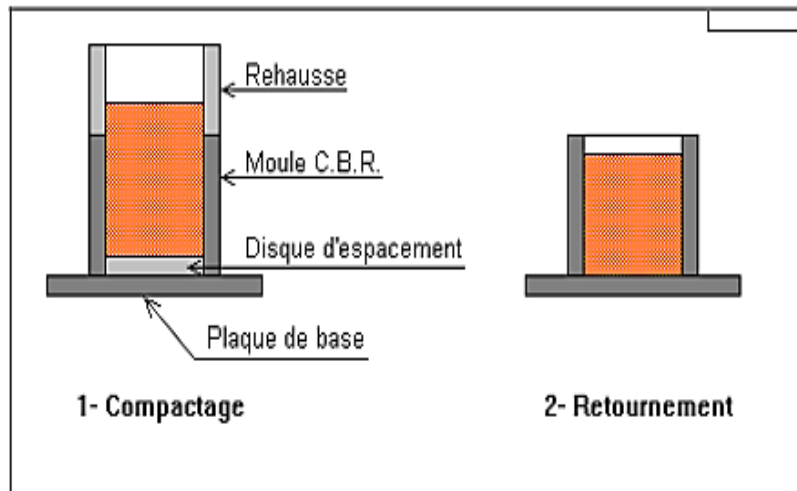


Figure III.22. Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

❖ Matériel de poinçonnement

Une presse de compression (de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur).

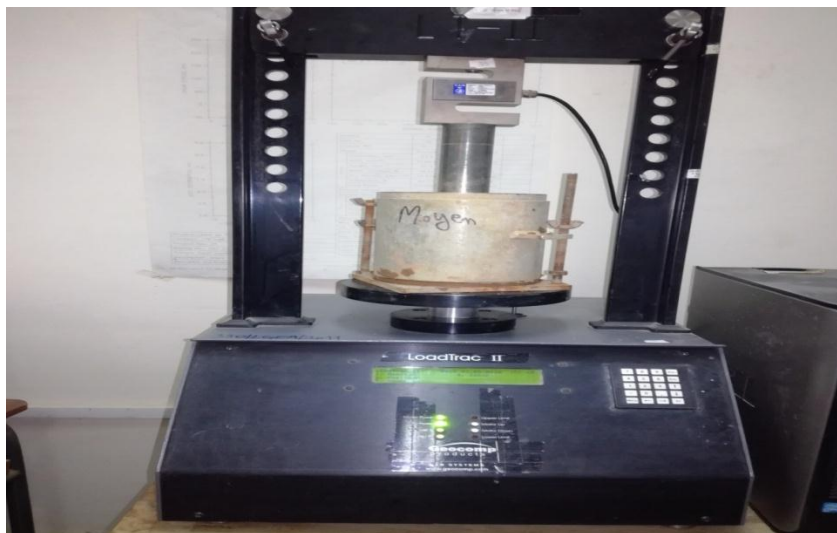


Figure III.23. Presse C.B.R.

III.10.5. Détermination de l'indice CBR immédiat

1. Compacter à la teneur en eau optimale (w_{opt}), suivant le processus de l'essai Proctor modifié (moule C.B.R, dame lourde, cinq couches, cinquante-six coups par couche).

2. Araser le moule et déterminer la teneur en eau de la partie ainsi enlevée.
3. Enlever la plaque de base, ôter le disque d'espacement et retourner le moule, pour fixer sur la plaque de base l'extrémité qui était en haut, en interposant une feuille de papier filtre.
4. Peser l'ensemble, moule + plaque de base + contenu, à 1g près.
5. l'échantillon est ensuite soumis à un poinçonnement par application à une vitesse de 1.27 mm/mn, d'un piston cylindrique de 4.9 cm de diamètre.

-Le poinçonnement est réalisé grâce à une presse suffisamment puissante pour que la vitesse d'enfoncement puisse être maintenue constante.

-La pression est mesurée grâce à un anneau dynamométrique et l'enfoncement du piston grâce à un comparateur. L'essai est poursuivi jusqu'à un enfoncement de 5 mm et on trace la courbe des pressions en fonction des enfoncements.

-On mesure en fin les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2.5 mm et 5mm. Par définition l'indice portant californien ou C.B.R est égal à la plus grande des deux valeurs : P2.5/0.7 et P5/1.05.



Figure III.24. Résultat du poinçonnement.

III.11.6. Détermination de l'indice CBR après immersion (mesure du gonflement relatif)

III.11.6.1. But de l'imbibition (immersion dans l'eau)

L'indice CBR 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.

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 et de mesurer le gonflement susceptible de se produire.

III.10.6.2. Mode opératoire

- Placer un papier filtre à la surface puis disposer au- dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment ;
- Fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied ;
- Placer l'ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette ;
- Effectuer la mise à zéro du comparateur ;
- On remplit d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai ;
- Après 4 jours d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement indiquée par le comparateur ;
- Laisser égoutter quelques minutes et retirer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement ;
- Placer l'échantillon sur la presse, replacer les surcharges comme précédemment et procéder au poinçonnement.



Figure III.25. Etape d'immersion, cas du CBRimm.

III.10.7. Expression des résultats

Les résultats des essais CBR (I.P.I et C.B.R immersion), réalisés sur les matériaux étudiés sont représentés sur les figures suivantes :

❖ Echantillon n°1

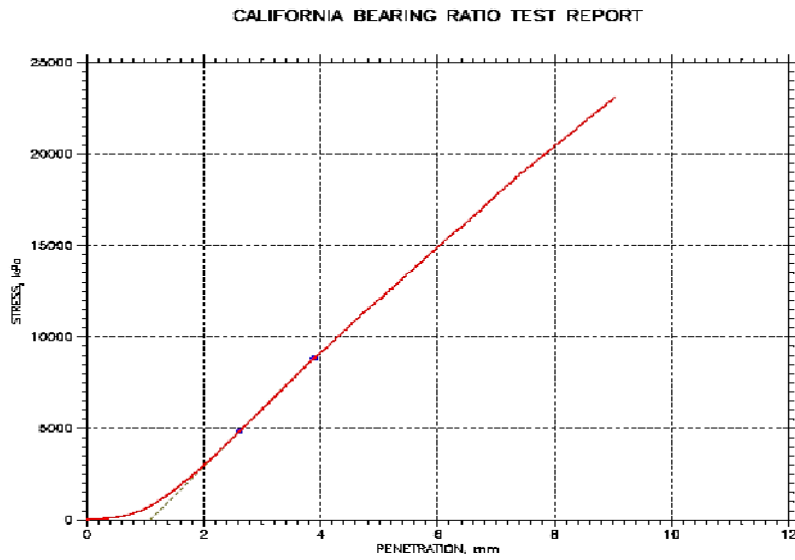


Figure III.26. Courbe enfoncement-forces de l’essai CBR immédiat de l’échantillon n°1.

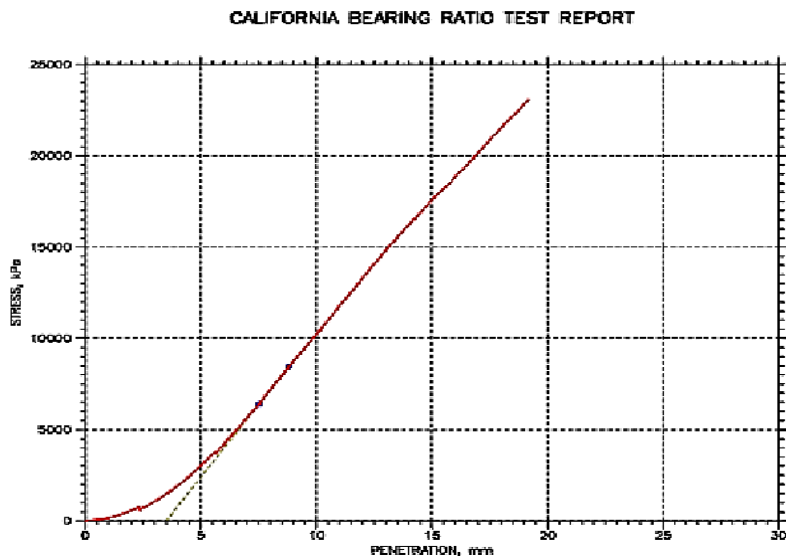


Figure III.27. Courbe enfoncements-forces de l’essai CBR immersion de l’échantillon n°1.

❖ Echantillon n°2

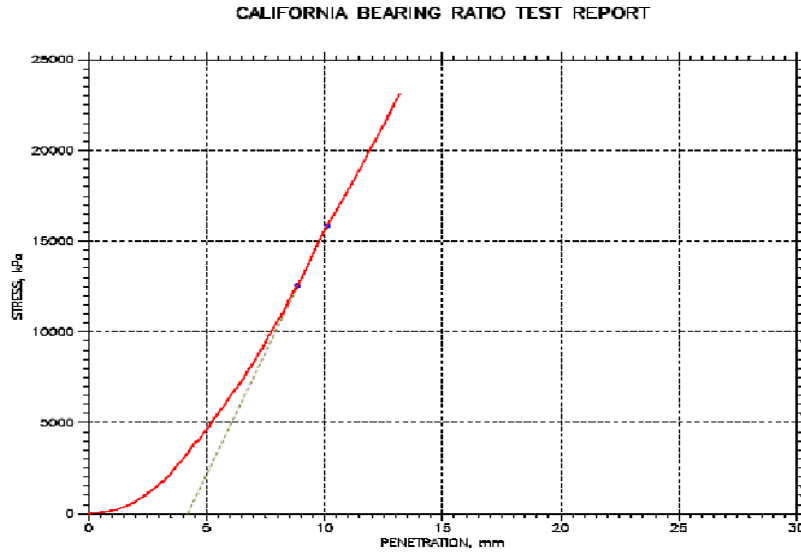


Figure III.28. Courbe enfoncement-forces de l’essai CBR immédiat de l’échantillon n°2.

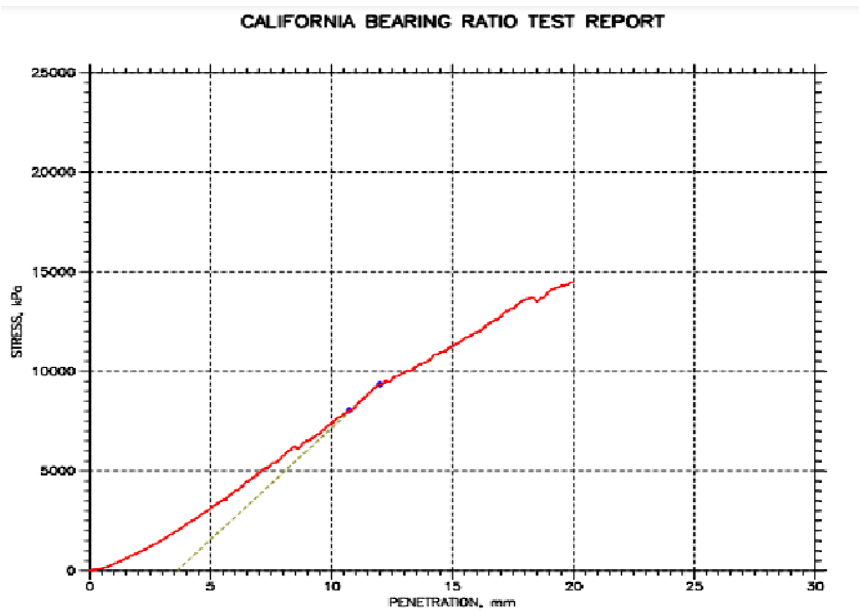


Figure III.29. Courbe enfoncements-forces de l’essai CBR immersion de l’échantillon n°2.

Tableau III.6. Résultats d’essai CBR pour les deux échantillons

Echantillons	Gonflement relatifs G (%)	Indice CBR immédiat(%)			Indice CBR après immersion(%)		
		I (2.5)	I(5)	CBR	I (2.5)	I(5)	CBR _{imm}
Echantillon n°1	0	117	149	149	62	78	78
Echantillon n°2	0	115	132	132	59	60	60

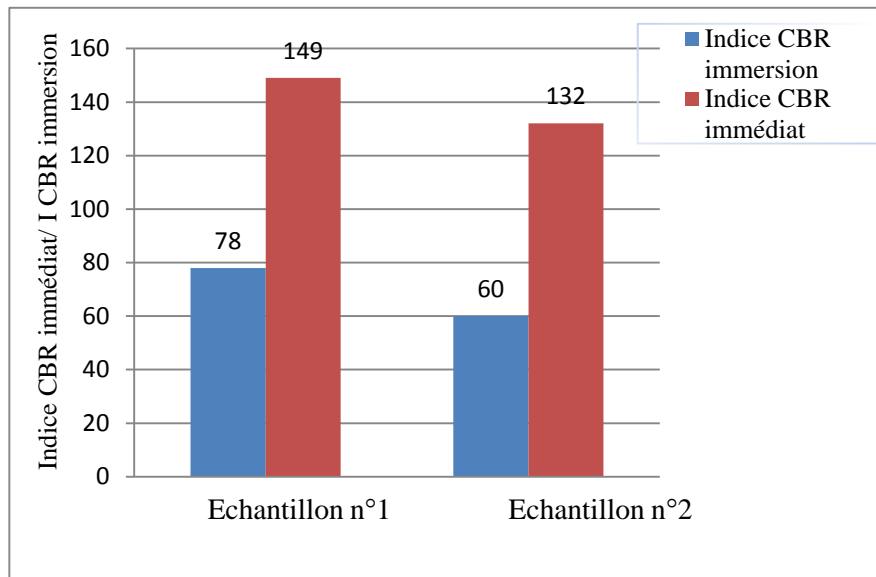


Figure III.30. Les indices CBR immédiat et après immersion des différents échantillons.

En se référant aux classes de portances présentées dans le tableau III.7, nous pouvons dire que les matériaux étudiés développent des portances très intéressantes. Les matériaux étudiés, se présentent comme matériaux de portance très élevée (classe S5). De telles caractéristiques leurs permettent de répondre largement aux exigences des normes en vigueur, pour une utilisation dans le cas des chaussées de moyen à fort trafic.

Il est à préciser que les deux matériaux présentent des indices CBR après immersion nettement inférieurs aux indices CBR avant immersion. Ces résultats concordent avec la plupart des matériaux naturels dont la portance diminue à l'état humide.

Tableau III.7. Classe de portance aux essais CBR (CEBTP, 1984)

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

En termes de gonflement, les mélanges étudiés peuvent être classés non gonflants. En effet, les indices de gonflement relatifs G pour tous les mélanges sont pratiquement nuls. Ceci est un avantage précieux pour un matériau routier, dont il n'est toléré que de faibles gonflements.

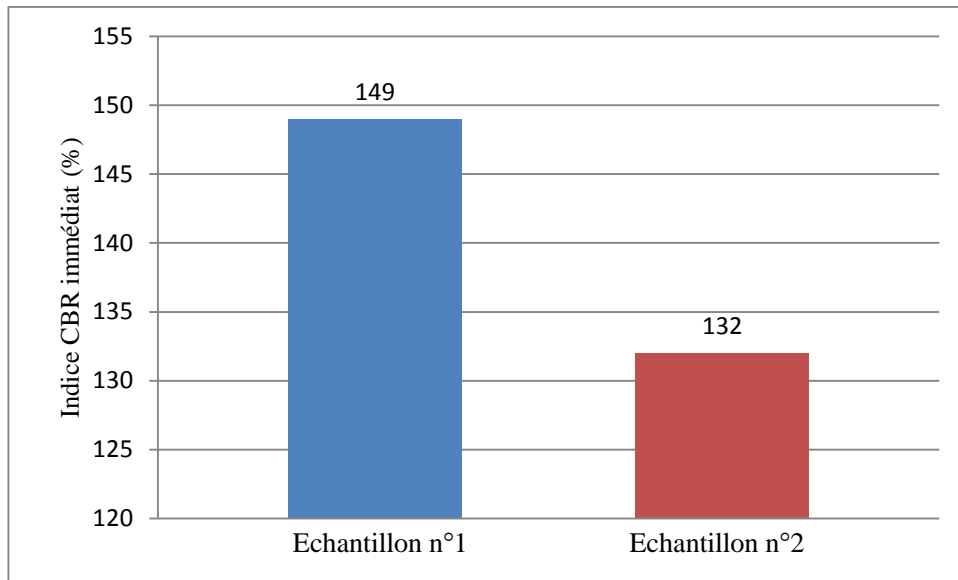


Figure III.31. Indice CBR immédiat des différents échantillons.

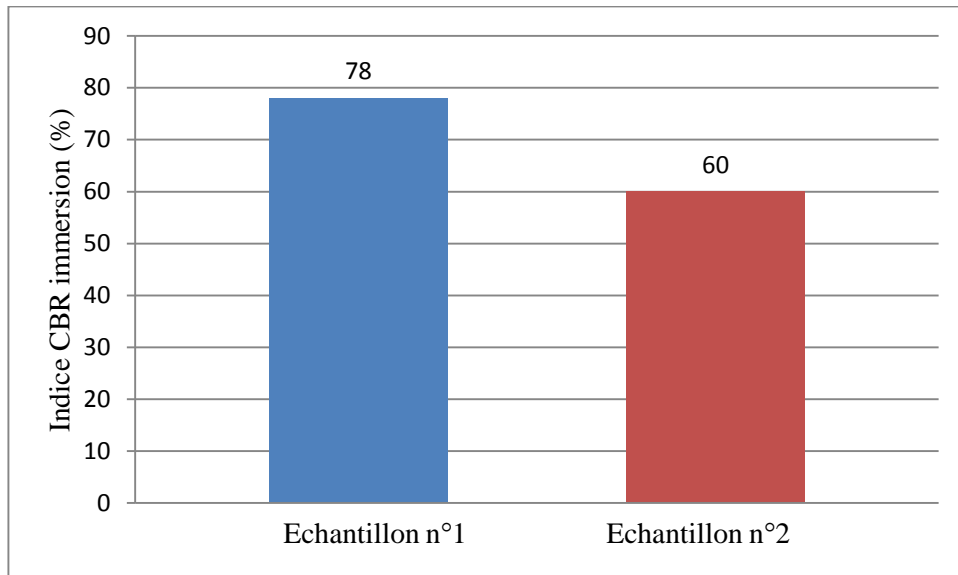


Figure III.32. Indice CBR immersion des différents échantillons.

A titre de comparaison, les résultats présentés sur les figures III.31 et III.32 permettent de constater que le matériau n°1 développe des portances supérieures à celles du matériau n°2 avant et après immersion.

III.11. Conclusion

Les essais Proctor et CBR présentés dans ce travail ont permis de montrer l'aptitude des matériaux au compactage, ainsi que leur portance dans les plus mauvaises conditions hygrométriques. Les caractéristiques mécaniques obtenues, sont très satisfaisantes et vérifient les conditions exigées par les normes. Ceci permet de les proposer comme matériaux routiers à conditions de présenter des résultats acceptables sous d'autres essais routiers exerçant d'autres types de sollicitations, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

ESSAIS ROUTIERS

IV.1. Introduction

Certaines caractéristiques mécaniques des granulats ne sont déterminées par les différents essais mécaniques cités précédemment. Il existe par contre, d'autres essais permettant de reproduire certaines sollicitations propres à des usages bien spécifiques, à titre d'exemple le degré d'usure, de fragmentabilité, de dégradabilité et résistance aux chocs ...etc ; pour les granulats utilisés dans les constructions routières, notamment les couches de chaussées.

IV.2. Essai d'usure Micro-Deval (NF P 18-572)

IV.2.1. Définition

L'essai micro-deval permet de mesurer la résistance à l'usure des matériaux granulaires utilisés dans le domaine de bâtiment et des travaux publics, selon la norme NF P 18-572 (1990).

Dans notre cas, l'essai permet la détermination de la résistance à l'usure des matériaux en présence d'eau, pour étudier le comportement du matériau dans les plus mauvaises conditions climatiques.

Le coefficient Micro-Deval (M_{DE}) est critère de classification des sols granulaires et matériaux rocheux. Plus le pourcentage d'usure est faible, plus l'échantillon est résistant à l'usure.



Figure IV.1. Appareillage Micro Deval.

IV.2.2. But de l'essai

L'essai a pour objectif, la mesure de la résistance à l'usure par attrition, à sec (M_{DS}) ou en présence d'eau (M_{DE}) des granulats utilisés dans le domaine du génie civil, particulièrement dans le domaine routier.

IV.2.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite d'un matériau, soumis à l'usure des granulats par frottements dans la machine Micro-Deval dans des conditions bien définies.

La granularité initiale du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires suivantes : (4 - 6,3 mm ; 6,3 - 10 mm ; 10 - 14 mm et 15 - 50 mm). Dans le cas des gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive (billes en acier) est utilisée.

NB : La classe granulaire 15 - 50 mm doit contenir 60 % de 15 - 40 mm.

IV.2.4. Préparation du matériau

- Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante.
- Tamiser à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie. La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 500 g pour les granulats (4 - 14 mm) et de 10 kg pour les granulats (15 - 50 mm).

NB: la classe granulaire est généralement choisie en fonction de la fraction prépondérante dans le matériau.

IV.2.5. Mode opératoire

- Mettre dans le cylindre 500g de notre matériau d'une fraction de : 6-6.3 ; 6.3-10 ou 10-14 ;
- Ajouter les poids de la charge abrasive selon le type de classe granulaire (indiqué dans le tableau IV.1) ;
- Compléter avec 1.5 litres d'eau ;
- Régler la machine à 1200 tours.

Tableau IV.1. Charges abrasives en fonction de la classe granulaire (NF P18-572, 1990)

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive
04-6.3	1000 ± 5
6.3-10	4000 ± 5
10-14	5000 ± 5

- A la fin de l'essai, recueillir le granulat et la charge abrasive dans un bac. Laver soigneusement l'intérieur du cylindre, en recueillant l'eau et les particules dans le bac.
- Emboîter les tamis de 8mm et de 1,6mm, laver et tamiser manuellement l'ensemble (matériau + eau + billes en acier) sur les deux tamis dans un bac. La charge abrasive sera retenue sur le tamis de 8mm avec peut être une partie du matériau ; une autre partie du matériau sera retenue sur le tamis de 1,6mm et le reste (tamisât du tamis 1,6mm) sera recueilli dans le bac. Retirer la charge abrasive du matériau sur le tamis 8mm. Sécher le refus au tamis 1,6 mm à l'étuve à 105 °C, jusqu'à masse constante.
- Peser soigneusement ce refus de masse (M').



Figure IV.2. Résultat Essai Micro Deval.

- Le coefficient micro-deval s'exprime par la formule

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

Avec :

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, M= 500g ;

M' : masse de refus de 1,6mm.

Plus le coefficient M_{DE} est élevé, moins le matériau est résistant à l'usure.

Les résultats obtenus sont interprétés en se référant aux valeurs présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval (NF P18-572, 1990)

Coefficient M_{DE}	Appréciation
< 10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
>35	Médiocre

IV.2.6. Expression des résultats

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Les résultats Micro Deval des deux échantillons

Echantillons	Fraction en mm	M_{DE} en %
Echantillon n°1	4-6,3	53,53
	6,3-10	44,05
Echantillon n°2	6,3-10	18,45
	10-16	15,05

IV.2.7. Interprétation des résultats

L'essai Micro-Deval réalisé sur l'échantillon n°1 pour deux classes granulaires différentes a présenté des valeurs de coefficient M_{DE} (53,53% et 44,05%) > 35. En se basant sur les valeurs

de références présentées dans le tableau IV.3, le matériau n°1 peut être classé comme un matériau médiocre qui résiste mal à l'usure en présence d'eau.

L'échantillon n°2, présente par contre des valeurs de coefficient M_{DE} (18,45% et 15,05%). C'est des valeurs comprises entre 10 et 20. Il peut être ainsi classé comme matériau de bonne à moyenne résistance à l'usure en présence d'eau.

Pour ce type de sollicitations, le matériau n°2 est recommandé pour une utilisation dans les différentes couches de chaussées. Tandis que, le matériau n°1 est déconseillé ou à utiliser après un traitement éventuel en couches inférieures où les matériaux sont moins exposés à l'usure et à l'eau.

IV.3. Essai Los Angeles (NF P 18-573)

IV.3.1. Définition

La mesure de la résistance à la fragmentation par choc est destinée à évaluer des granulats à se fragmenter sous l'action du trafic. Seul l'essai Los Angeles est pris en compte pour la définition des catégories de résistance mécanique normalisée, selon la norme NF P 18-573 (1990).



Figure IV.3. Appareillage Los Angeles.

IV.3.2. But de l'essai

L'essai permet de mesurer les résistances à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottement réciproque des granulats utilisés dans les différentes couches d'une chaussée.

IV.3.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite d'un matériau, soumis aux chocs de boulets normalisés (boulles en acier) dans la machine Los Angeles.

La granularité initiale du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires suivantes (4 - 6,3mm ; 6,3 - 10mm ; 10 - 14mm ; 10 - 15mm; 16 - 31,5mm et 15 -50mm).

IV.3.4. Appareillage

Pour effectuer l'essai, nous devons nous munir du matériel suivant :

- L'essai Los Angeles nécessite un matériel d'échantillonnage et une série de tamis de : 1,6 - 4 - 6,3 - 10 - 14 - 16 - 20 - 30 - 40 et 50mm.
- Une machine Los Angeles + Charge de boulets en acier de 47 mm de diamètre et pesant entre 420 et 445g.
- Un bac pour recueillir les matériaux après essai.
- Une balance de précision.
- Une étuve.

IV.3.5. Préparation du matériau

- Laver le matériau et le sécher totalement à l'étuve à 105 °C jusqu'à masse constante.
- Tamiser le matériau à sec sur les tamis de la classe granulaire choisie. La masse M de l'échantillon nécessaire pour l'essai est de 5000g.

NB: la classe granulaire est généralement choisie en fonction de la fraction prépondérante dans le matériau.

IV.3.6. Exécution de l'essai

Introduire avec précaution les boulets dans l'appareil Los Angeles, ensuite l'échantillon à soumettre à l'essai (cet ordre évite l'écrasement des grains avant essai). La charge de boulet est fixée conformément aux indications du ci-dessous.

Tableau IV.4. Charge de boulet suivant le type de classe granulaire

Classe granulaire (mm)	Nombre de boulets
4-6.3	7
6.3-10	9
10-14	11

- Actionner la machine à 500 rotations, (sauf pour la classe 15-50 mm, c'est 2000 rotations), à une vitesse régulière comprise entre 30 tr/min et 33 tr/min ; au cours de l'essai, le matériau subira des chocs de boulets en rotation.
- A la fin de l'essai, recueillir le matériau dans un bac placé sous l'appareil, en évitant toute perte de matériau.
- Tamiser le matériau recueilli sur le tamis 1,6 mm (tamiser en plusieurs parties pour assurer le tamisage dans de bonnes conditions).
- Une fois tamisée, lavé le refus au tamis de 1,6 mm. égoutter et sécher à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante M'.

Le coefficient Los Angeles est, par définition :

$$L_A = \frac{M - M'}{M} \times 100$$

Avec :

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, M= 5000g ;

M' : masse de refus de 1,6mm.

IV.3.7.Expression des résultats

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Les résultats Los Angeles des deux échantillons

Echantillons	Fraction en mm	LA en %
Echantillon n°1	4-6,3	43,98
	6,3-10	50,17
Echantillon n°2	6,3-10	26,20
	10-16	23,39

IV.3.8. Interprétations des résultats

Tableau IV.6. Tableau de référence des valeurs de Los Angeles (NF P 18-573, 1990)

Coefficient LA	Appréciation
< 15	Très bon à Bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Médiocre

L'essai Los Angeles réalisé sur l'échantillon n°1 a présenté un coefficient (LA) 43,98% et 50,17% (voir tableau IV.5) sur les deux fractions (4-6,3) mm et (6,3-10) mm respectivement.

Ces valeurs sont supérieures à 40, ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau médiocre, qui résiste mal à chocs.

L'échantillon n°2 présente une moyenne à faible résistance aux chocs avec un coefficient (L_A) de 26,20% sur la fraction (6,3-10) mm, et une bonne à moyenne résistance avec un coefficient (L_A) de 23,39% sur la fraction (10-16) mm.

On peut constater ainsi, que la granulométrie peut influencer même légèrement, sur la résistance aux chocs d'un matériau.

Tableau IV.7. Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure

Catégories	L _A (%)	M _{DE} (%)	L _A +M _{DE} (%)	Domaine d'utilisation
A	≤20	≤15	≤25	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couche de roulement à trafic important.
B	≤25	≤20	≤35	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.
C	≤30	≤25	≤45	Matériau utilisé pour couche de fondations, et couches de base tout trafic.
D	≤35	≤30	≤55	Matériau utilisable pour couches de fondation toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à moyen trafic.
E	≤45	≤45	≤80	Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.
F	>45	>45	>80	Matériau utilisable en couche de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic

Tableau IV.8. Coefficients L_A et M_{DE} pour les différents échantillons

Echantillons	Fraction(mm)	L_A (%)	M_{DE} (%)	$M_{DE}+L_A$ (%)	Catégorie
Echantillon n°1	4-6,3	43,98	53,53	97,51	F
	6,3-10	50,17	44,05	94,22	F
Echantillon n°2	6,3-10	26,20	18,45	44,65	C
	10-16	23,39	15,05	38,44	C

D'après le tableau IV.8 et les résultats des essais réalisés, nous pouvons dire que :

On constate que l'échantillon n°1 présente une valeur très élevée ($M_{DE}+L_A > 80$), donc on peut le classer dans la catégorie F. Ce type de matériaux peut être utilisé en couches de chaussées avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

L'échantillon n°2 présente par contre, une bonne résistance aux chocs et à l'usure ($M_{DE}+L_A < 45$). Ceci, permet de le classer dans la famille des matériaux de catégorie C, ce type de matériau peut être utilisé pour couche de fondation et couche de base, sous tout trafic.

IV.4. Essai de fragmentabilité (NF P 94-066)

IV.4.1. Définition

L'essai de fragmentabilité permet de traduire l'évolution continue de la granularité de certains matériaux rocheux. Chaque matériau évolue et se dégrade différemment sous l'effet du trafic de chantier, c'est pour cela qu'on détermine le coefficient de fragmentabilité noté FR permettant de classer l'échantillon par rapport aux valeurs de référence données par la norme française NF P 94 – 066 (1992).

IV.4.2. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D_{10} d'un échantillon de granularité d/D donnée, soumis à un pilonnage conventionnel.

Le coefficient de fragmentabilité s'exprime par :

$$FR = \frac{D_{10} \text{ avant pilonnage}}{D_{10} \text{ après pilonnage}}$$

D10 : est le diamètre correspondant à 10% en poids du matériau.

IV.4.3. Appareillage

Matériel utilisé pour essai Proctor, particulièrement :

- Moule CBR, dame Proctor Normal ;
- Une colonne de tamis de mailles : 1, 2, 5, 10, 16, 20 mm ;
- Une balance de précision.

IV.4.4. Mode opératoire

On réalise l'essai de fragmentabilité sur un échantillon de 2 kg de classe granulaire 10/20. La fraction du matériau est déduite par pesées des refus à travers plusieurs tamis (10,16 et 20mm) constituant cette classe. Le matériau est ensuite mélangé et ré-homogénéisé pour être introduit dans le moule CBR et pilonné en 100 coups de dame Proctor normal. Une fois l'opération terminée, l'échantillon est récupéré et tamisé au tamis 1, 2, 5 et 10mm. Les courbes granulométriques des deux fractions avant et après essai sont alors représentées sur un même graphique.

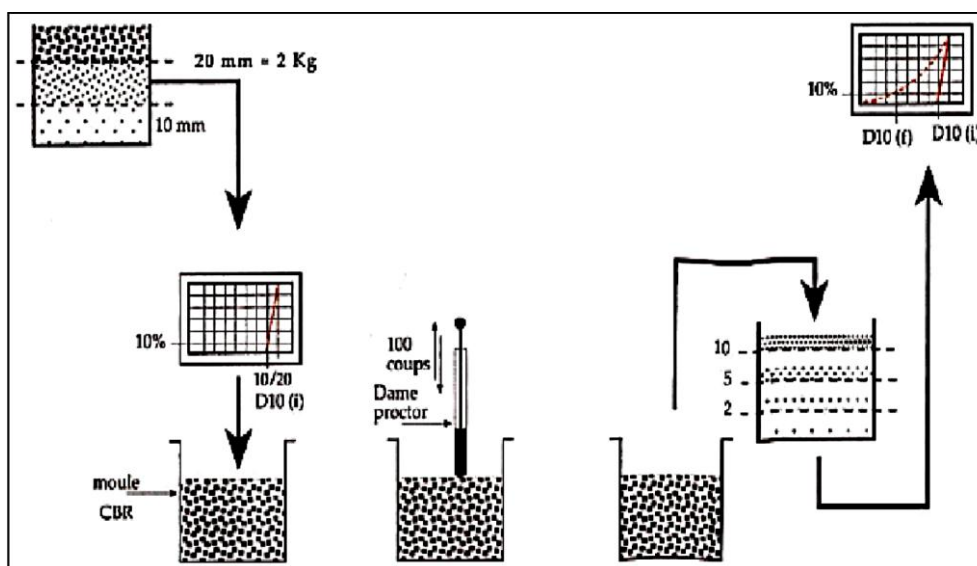


Figure IV.4. Différentes étapes de l'essai de fragmentabilité.

IV.4.5.Expression des résultats

Les résultats des essais sont présentés pour chaque échantillon dans les figures qui suivent :

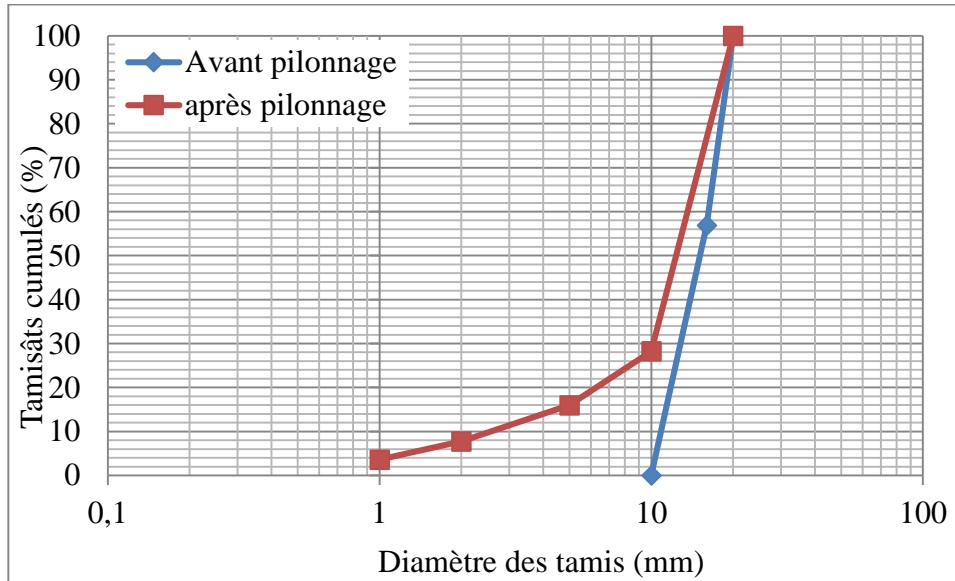


Figure IV.5. Résultats d'essai de fragmentabilité sur l'échantillon N°1.

$$FR = \frac{12}{2,7} = 4,4$$

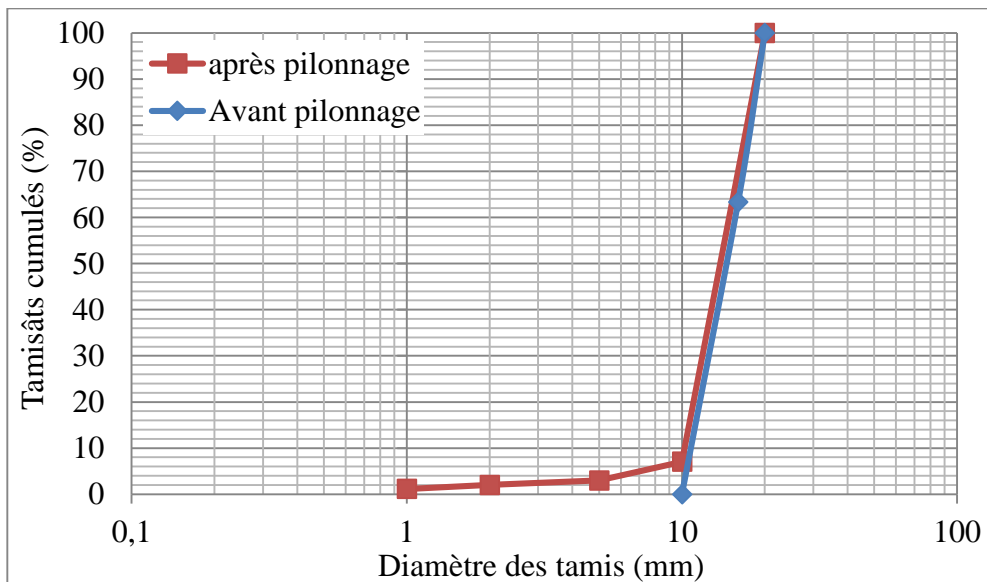


Figure IV.6. Résultats d'essai de fragmentabilité sur l'échantillon N°2.

$$DG = \frac{12}{10} = 1,2$$

Tableau IV.9. La valeur du coefficient de fragmentabilité des différents échantillons

Echantillons	FR
Echantillon n°1	4,4
Echantillon n°2	1,2

IV.4.6. Interprétations des résultats

Tableau IV.10. Valeurs de références (NF P 94-066, 1992)

Valeur de FR	Appréciation
FR < 7	Roche peu fragmentable
FR > 7	Roche fragmentable

En comparant les résultats obtenus aux résultats de références présentés dans le tableau IV.10 nous pouvons constater que les échantillons (échantillon n°1 et échantillon n°2) étudiés ont présenté des coefficients de fragmentabilité très faibles (4,4 et 1,2) respectivement. Ils se comportent ainsi, comme un matériau rocheux peu fragmentable (FR < 7).

Toutefois, il est à préciser que l'échantillon n°2 (FR = 1,2) a très bien supporté le pilonnage appliqué mieux que l'échantillon n°1 (FR = 4,4).

En se basant sur les résultats présentés, on peut dire ainsi, que les échantillons étudiés du point de vue fragmentabilité peuvent être proposés pour utilisation en couches inférieures de chaussées sous tout trafic.

IV.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067)

Cet essai permet de mesurer le degré de la dégradabilité des matériaux granulaires sous un cycle de mouillage et de séchage.

La détermination du coefficient de dégradabilité permet d'identifier la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. Il est régi par la norme française NF P 94 – 067 (1992).

IV.5.1. Appareillage

L'essai se réalise en utilisant le matériel suivant :

- Étuve ;
- Bac ;
- Séries de tamis de différents diamètres ;
- Balance de précision.

IV.5.2. Mode opératoire

On réalise l'essai de dégradabilité conformément à la norme NF P 94-067. L'essai de dégradabilité est effectué sur un échantillon de 2 kg de classe granulaire 10/20. La fraction du matériau est déduite par pesées des refus à travers plusieurs tamis (10,16 et 20mm) constituant cette classe. Le matériau est ensuite mélangé et ré- homogénéisé pour être introduit dans un bac.

L'échantillon est alors soumis à une série de quatre cycles d'immersions et de séchages à l'étuve respectivement de 8 et 16 heures. Une fois l'opération terminée, l'échantillon est récupéré et tamisé au tamis 1, 2, 5 et 10mm.

Les courbes granulométriques des deux fractions avant et après essai sont alors représentées sur un même graphique.

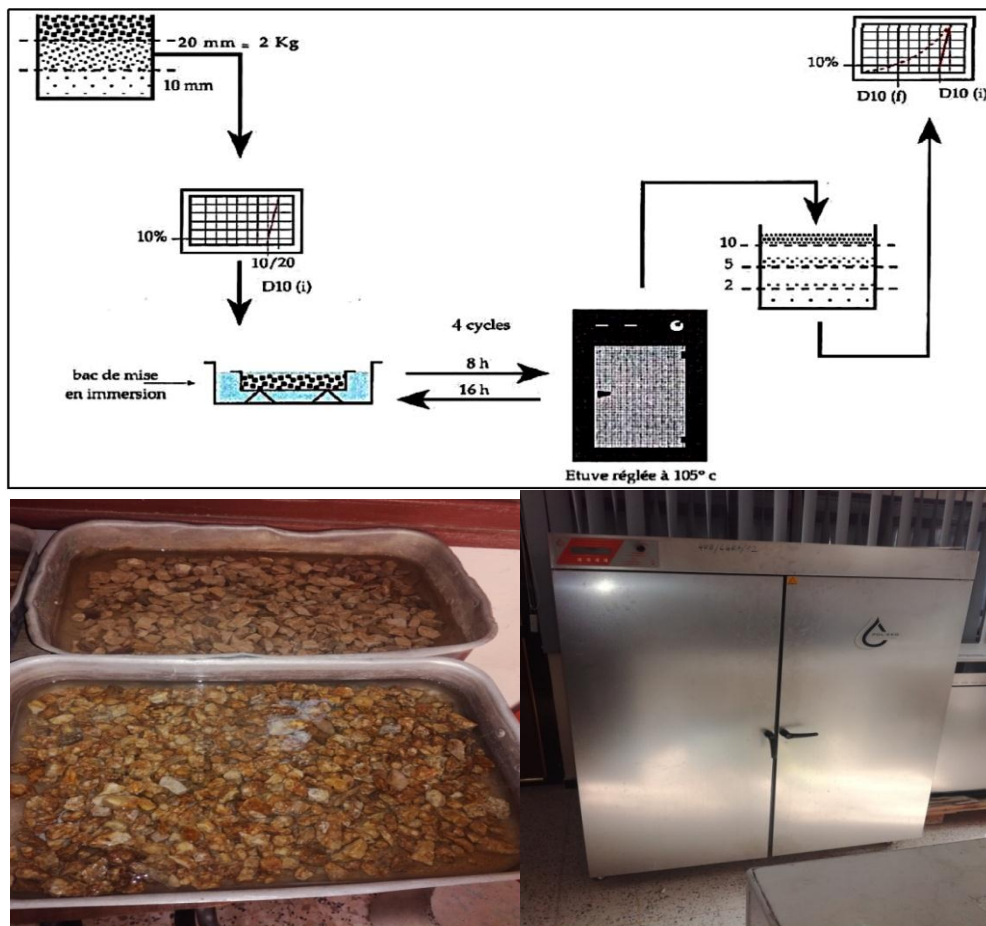


Figure IV.6. Différentes étapes de l'essai de dégradabilité.

➤ Le coefficient de dégradabilité (DG) du matériau, s'exprime par :

$$DG = \frac{D10 \text{ avant essai}}{D10 \text{ après 4 ème cycle}}$$

Avec D10 : est le diamètre correspondant à 10% en poids du matériau.

Tableau IV.11. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG (NF P 94-067, 1992)

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

IV.5.3.Expression des résultats

Les résultats des essais sont présentés pour chaque échantillon dans les figures qui suivent:

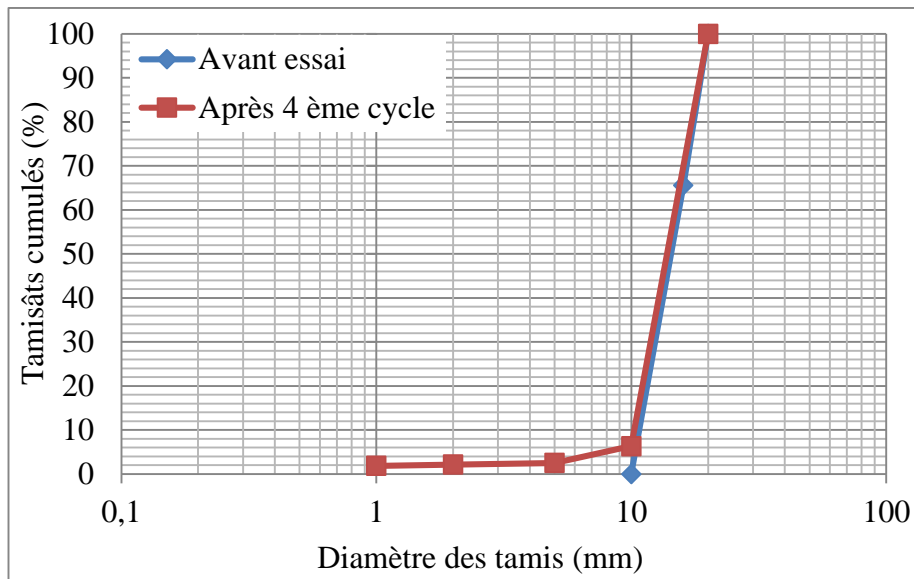


Figure IV.7. Résultats d'essai de dégradabilité sur l'échantillon N°1.

$$DG = \frac{11}{11} = 1$$

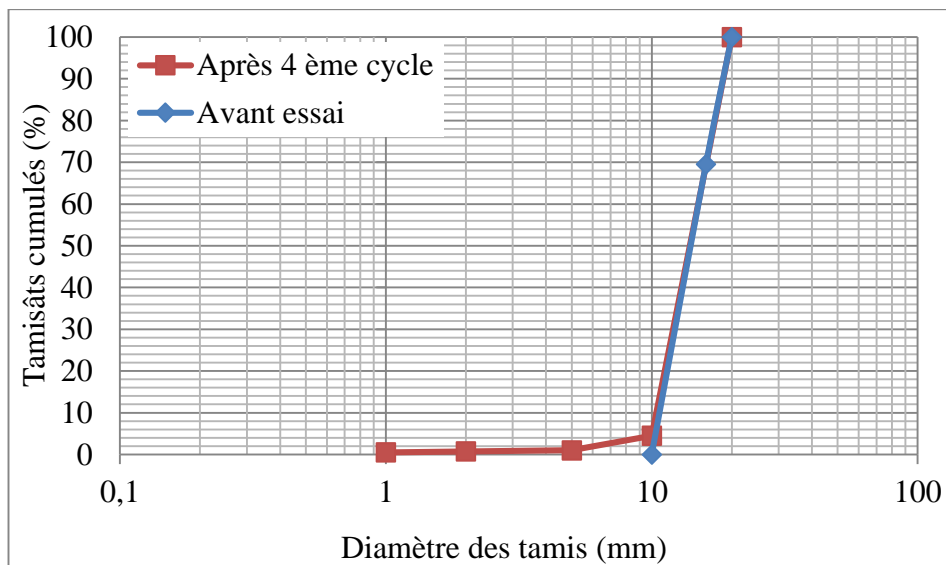


Figure IV.8. Résultats d'essai de dégradabilité sur l'échantillon N°2.

$$DG = \frac{11}{11} = 1$$

Tableau IV.12. La valeur du coefficient de dégradabilité des différents échantillons

Echantillons	DG
Echantillon n°1	1
Echantillon n°2	1

IV.5.4. Interprétations des résultats

Les résultats obtenus pour les deux échantillons sont très intéressants. En effet, les coefficients DG déterminés sont inférieurs à 5, ce qui indique que les matériaux étudiés sont très peu dégradables sous l'effet des agents climatiques.

Les deux échantillons ont très bien supporté les cycles séchages/ humidification appliqués. Du point de vue dégradabilité, leur utilisation en couches inférieures de chaussées est fortement envisageable.

IV.6. Conclusion

Les essais réalisés dans ce chapitre ont permis d'évaluer la résistance des échantillons aux différentes sollicitations routières proprement dites, à savoir : chocs, usure, pilonnage, changement climatique cyclique (température et humidité).

En se basant sur les résultats obtenus, on peut dire que l'échantillon n°1 présente un comportement intéressant aux essais de fragmentabilité et de dégradabilité, tandis qu'il présente des caractéristiques non satisfaisants aux essais M_{DE} et L_A . Il peut donc faire l'objet d'un traitement éventuel. Tandis que, l'échantillon n°2 présente des caractéristiques intéressantes et satisfaisantes aux exigences des normes en vigueur sous les différents essais routiers réalisés. Son utilisation est fortement envisageable en couches inférieures de chaussées (couche de fondations et couche de base) de faible à moyen trafic.

Cependant, pour cerner d'avantage le comportement des matériaux étudiés sous d'autres types de sollicitations, nous les avons soumis aux efforts de cisaillement direct à la boîte (développés notamment au cours du freinage et de l'accélération des véhicules) qui feront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre V

Résistance au cisaillement des matériaux étudiés

V.1. Introduction

Les instabilités observées en géotechnique peuvent être traduites par différents types de ruptures. Souvent, la rupture apparaît sous forme d'un cisaillement localisé au niveau de la zone la plus faible dans le sol.

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

Elle peut être déterminée par plusieurs essais in situ ou au laboratoire. Le présent mode opératoire s'applique exclusivement à l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande qui permet d'évaluer la résistance 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).

V.2. 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.

La résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte maximale de cisaillement que le sol peut supporter sans entrer en rupture par glissement suivant une surface de discontinuité ; ces contraintes entraînent des déformations du sol.

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).

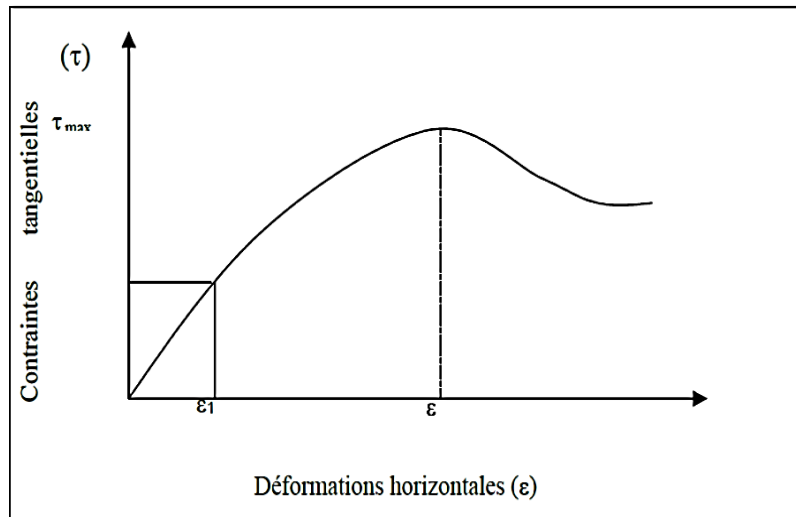


Figure V.1. Courbe de contraintes-déformations. (LCPC, 1987).

Le LCPC 11, 1987 définit la résistance au cisaillement 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 .

V.3. But de l'essai

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande a pour but d'étudier le comportement et la résistance mécanique d'un matériau au cisaillement à court et à long terme.

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 illustré dans la figure 1.V la courbe obtenue est approximativement une droite appelée « droite intrinsèque ».

(LCPC, 1987).

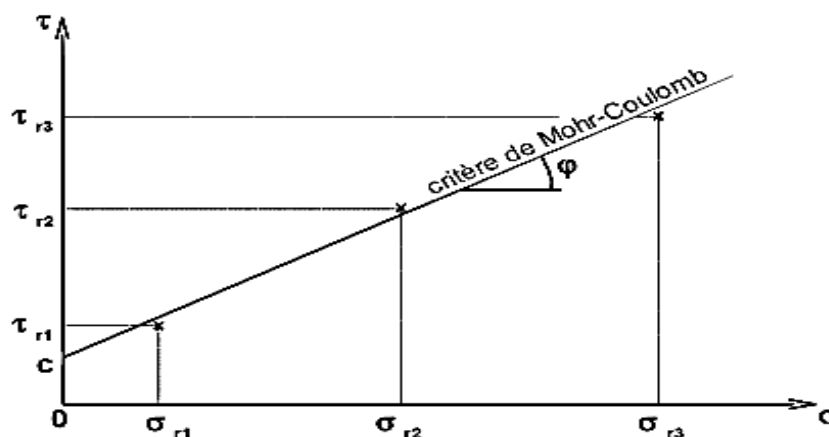


Figure V.2. Droite intrinsèque. (LCPC, 1987).

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 :

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

V.4. 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 interne φ et de la cohésion C . 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.

V.4.1. Dans les sols cohérents

Les sols cohérents étant peu 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.

V.4.2. Dans les sols pulvérulents

Dans ce type de sols la cohésion est nulle, seule la compacité du matériau influencera sur sa résistance au cisaillement. Lorsque la compacité augmente, l'indice des vides diminue et l'angle φ augmente. Plus les particules d'un sol sont angulaires, plus d'angle de frottement est important ; inversement, des particules arrondies font diminuer l'angle de frottement.

(Robitaille et Tremblay, 1997).

V.5. Les paramètres intrinsèques

V.5.1. L'angle de frottement interne

L'angle de frottement interne ϕ traduit le frottement lors du glissement des grains, les uns sur les autres. Il varie d'un sol à un autre. Pour les sols pulvérulents, la valeur de l'angle de frottement interne ϕ dépend sensiblement de l'état de compacité du sol. (Schmitt et al, 2008).

Pour un état donné de compacité, ϕ croît avec l'augmentation du diamètre moyen des grains et l'étalement de la granulométrie du sol. Ce paramètre dépend également de la forme et de la nature de la surface des grains. Par contre, l'angle de frottement interne est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol. (Robitaille et Tremblay, 1997).

Dans le cas des sols fins, on a pu mettre en évidence l'influence de la nature minéralogique des composants argileux sur la valeur de ϕ . On note ainsi que la présence de montmorillonite, qui donne naissance à des valeurs élevées de plasticité fait diminuer inéluctablement la résistance au cisaillement. Ce matériau ayant, de plus, la faculté de gonfler en présence d'eau est source de nombreux ennuis.

V.5.2 La cohésion

La cohésion est l'ensemble des forces d'attraction que développent les sols fins ; elle constitue la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physicochimique pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation. La cohésion est nulle dans les sols grenus étant donné qu'ils ne possèdent pas de telles liaisons.

En revanche, cette dernière apparaît dans les sables humides ou légèrement cimentés en raison des ménisques d'eau existants aux points de contact entre les grains créant ainsi une certaine adhérence entre ces derniers et qui disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente (Magnan, 2009). La cohésion est relativement élevée pour les sols cohérents, surtout dans les sols fortement surconsolidés.

Mais celle-ci disparaît dès que les liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture.

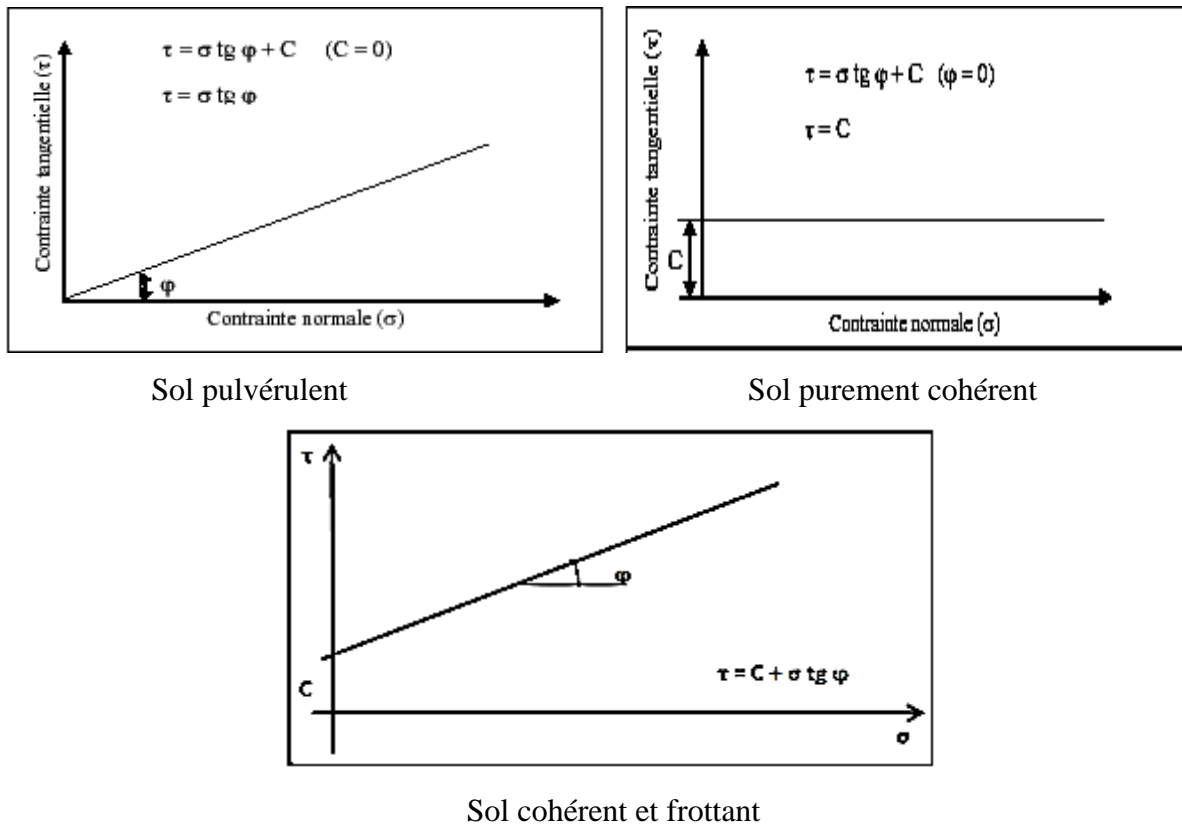


Figure V.3. Droites intrinsèques des différentes catégories de sols. (Magnan, 2009).

V.6. Différents types d'essais de cisaillement à la boîte

L'essai comprend deux phases, la première phase est l'application des contraintes normales, la deuxième phase est relative au cisaillement proprement dit. Selon qu'on doit, et ceci pendant ces deux phases, empêcher tout drainage ou au contraire laisser l'eau s'évacuer sans aucune pression, on distingue plusieurs types d'essais. (LCPC, 1987).

V.6.1. Essai consolidé, drainé (CD)

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte appliquée, ensuite cisailé lentement (à drainage permis, avec variation de volume) avec une vitesse de cisaillement très faible relativement à la perméabilité du sol, de telle sorte à assurer la dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement (les pressions interstitielles sont nulles tout le long du cisaillement).

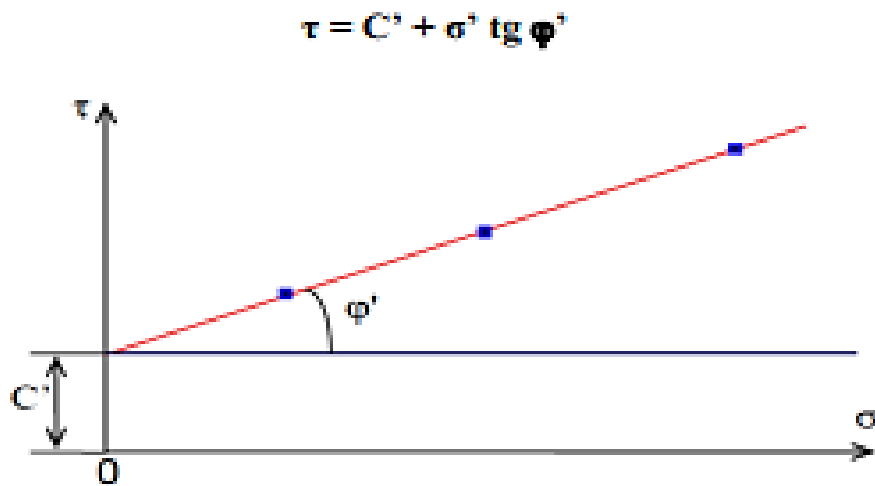


Figure V.4. Droite intrinsèque d'un essai (CD). (LCPC, 1987).

V.6.2. 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 au caractère inter granulaires du sol c' et φ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

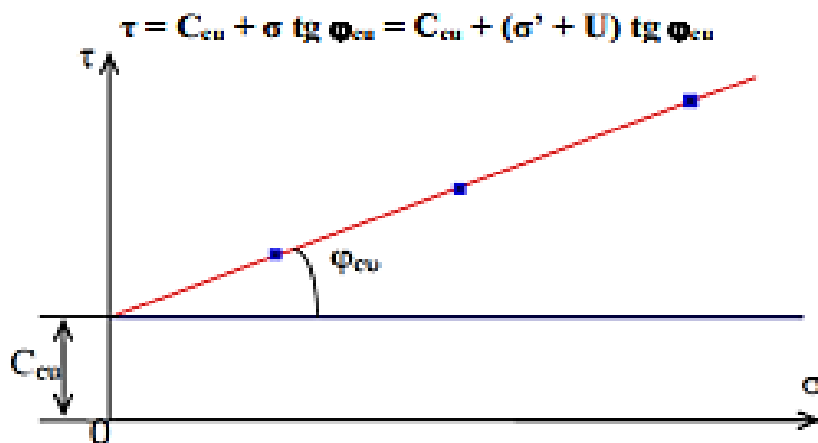


Figure V.5. Droite intrinsèque d'un essai (CU). (LCPC, 1987).

V.6.3. L'essai non consolidé non drainé (UU)

Ce type d'essai est spécifique aux sols fins à faibles perméabilité, il représente les conditions les plus défavorables qui peuvent se produire en géotechnique.

Dans ce cas, les pressions interstitielles ne se dissipent pas (l'échantillon ne subit aucune consolidation). Cet essai rapide correspond au comportement à court terme d'où le volume est constant. Ce dernier 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.

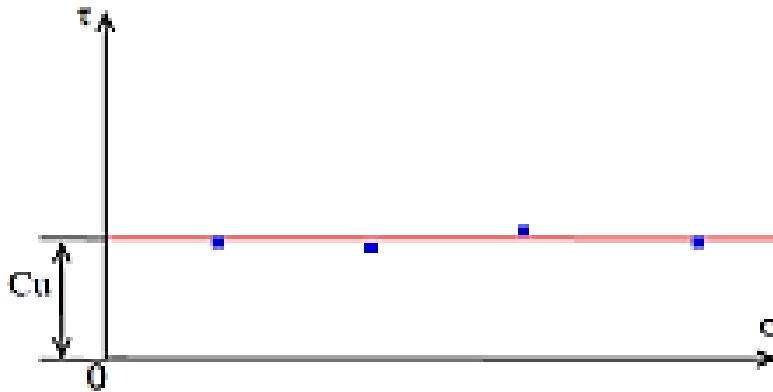


Figure V.6. Droite intrinsèque d'un essai (UU). (LCPC, 1987).

V.7. Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement

➤ **Avantage**

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

➤ **Inconvénients**

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;
- Non uniformité de déformation dans le sol ;
- Frottement de deux demi - boîtes ;
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

V.8. Principe de l'essai de cisaillement

Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demis-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale avant d'être cisailé à vitesse constante. Par conséquent la contrainte de cisaillement s'accroît jusqu'à une valeur maximum que l'on mesure.

La force totale de cisaillement N est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. (Tichouani, 1999).

En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes verticales, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion c et d'angle de frottement φ .

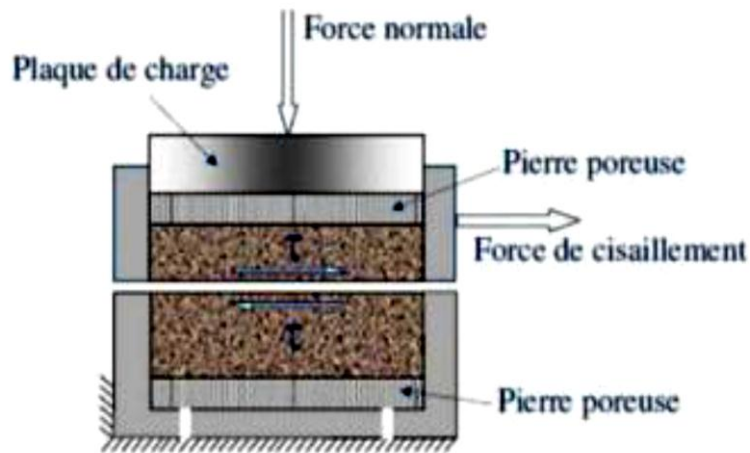


Figure V.7. Principe de la boîte de cisaillement. (Tichouani, 1999).

V.9. Appareillage

Pour réaliser l'essai de cisaillement direct à la boîte nous devons nous munir de :

- ✚ Boîte de cisaillement composée de deux boîtes de section $A = L * L = 60\text{mm} * 60\text{mm}$, avec accessoires (pierres poreuses...);



Figure V.8. Boîte de cisaillement.

- Machine de cisaillement automatique équipée d'un système permettant d'appliquer les contraintes verticales et d'assurer le déplacement horizontal de la demi-boîte inférieure.

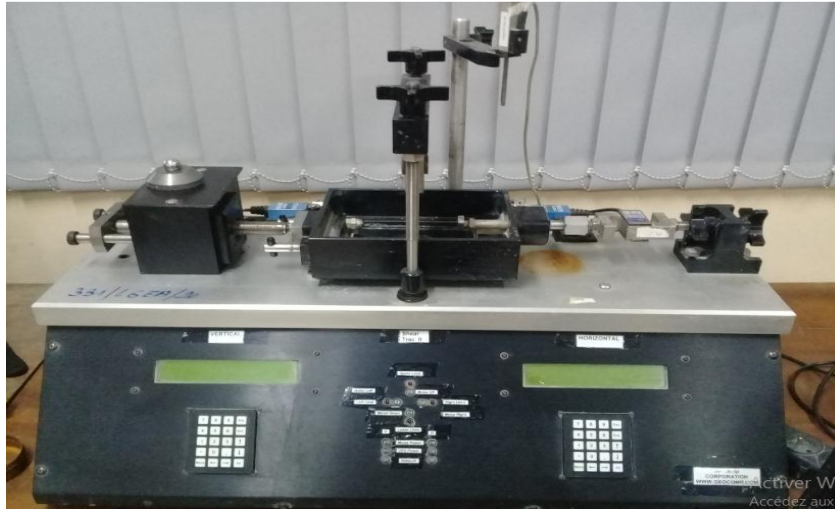


Figure V.9. Machine de cisaillement automatisé.

Description de la machine du cisaillement

L'appareil consiste en un robuste bâti avec moteur pas à pas qui sert à animer la boîte à eau, avec la partie inférieure de la boîte de cisaillement. La force de cisaillement, de déplacement et de réglage sont mesurées au moyen de capteurs électroniques. La commande de dispositif d'acquisition de données via un PC avec un logiciel PROPRESS.

Pour que l'effort soit bien appliqué au centre de l'échantillon, le poinçon des boîtes de cisaillement est guidé par des douilles à billes. Le joint de cisaillement entre les deux moitiés de la boîte de cisaillement peut être réglé simplement sur la boîte à eau entre 0 et 1 mm. Les cales de cisaillement et les poids restants doivent être commandés séparément.

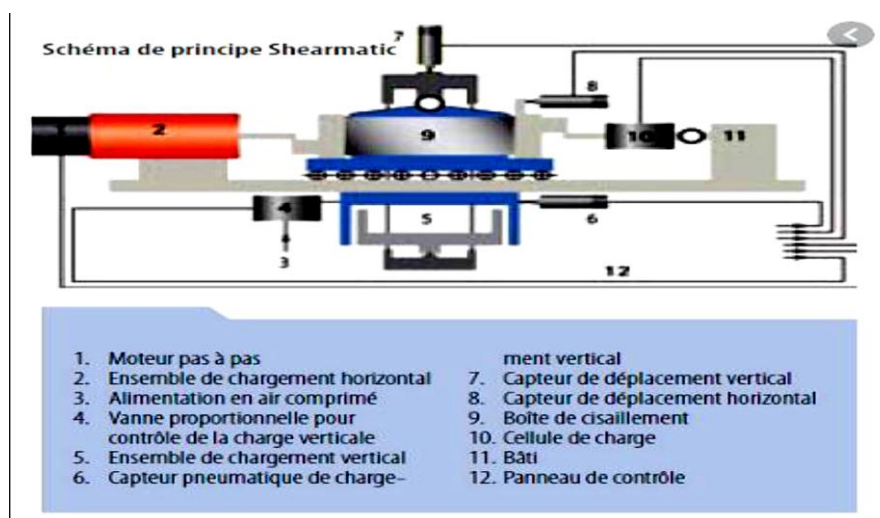


Figure V.10. Cellule de cisaillement.

V.10. Mode opératoire

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande est réalisé selon la norme NF P 94-071-1.

Le grain le plus gros ne doit pas excéder 5 mm, cela est dû aux dimensions de la boîte utilisée au laboratoire, l'échantillon sera donc de classe 0/5mm.

Pour chaque essai, l'échantillon est densifié à sa teneur en eau optimale déterminée précédemment à l'essai Proctor avec une masse de 180g. Les deux demi-boîtes sont fixées, une plaque rainurée assurant le drainage est placée au fond de ces dernières. L'échantillon est introduit par couche est densifié et ensuite recouvert par un papier filtre et une pierre poreuse.

L'ensemble est placé sur le chariot de la machine à cisaillement et la partie supérieure est fixée.

Régler la machine de cisaillement automatisée ensuite effectuer l'essai en deux phases :

Phase I : Saturation et consolidation

- Remplir le boîtier contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisée ;
- Mesurer le déplacement vertical du piston en fonction du temps jusqu'à stabilisation.

Phase II : Cisaillement

- Libérer le système de solidarisation des deux demi-boîtes (enlever les vis) ;
- Imposer le déplacement relatif des deux demi-boîtes à une vitesse constante ; la rupture de l'échantillon soumis à l'essai est caractérisée par l'apparition d'un pic (cas des sols pulvérulents ou sols sur-consolidés) ou par l'existence d'un palier (sols fins plastiques), ce qui permet d'arrêter l'essai après un certain nombre de lectures décroissantes ou stabilisées ;
- Arrêter l'essai à la fin du cisaillement.



Figure V.11. Exécution de l'essai.



Figure V.12. Échantillons après cisaillement.

V.11. Expression des résultats

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

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

$$\tau = f(\Delta L) \text{ ou } \tau = f(\Delta L/L) ;$$

- Déplacements (ou déformations) verticaux en fonction des déplacements (ou déformations) horizontaux : $\Delta L = f(\Delta L)$;

- Contraintes tangentielles en fonction de la contrainte normale, droite intrinsèques :

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

Les courbes obtenues pour les différents échantillons sont présentées dans ce qui suit :

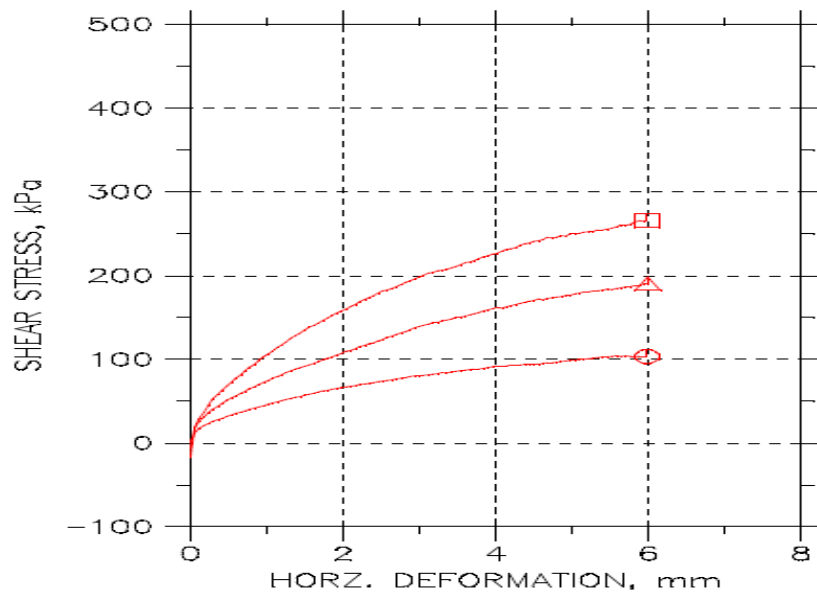


Figure V.13. Courbes contraintes-déformations de l'échantillon n°1.

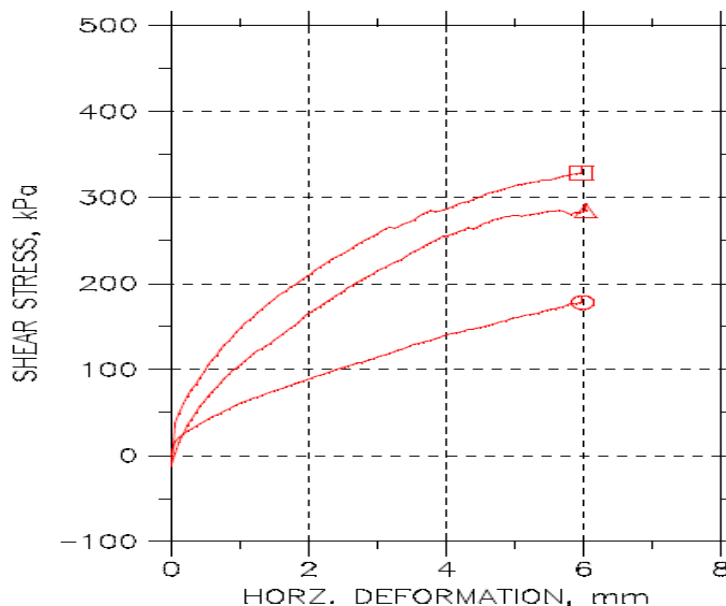


Figure V.14. Courbes contraintes-déformations de l'échantillon n°2.

Les figures V.13 et V.14 présentent les courbes de contraintes-déformations correspondant aux échantillons de Mekla (échantillon n°1) et d'Iboudrarene (échantillon n°2) respectivement. Elles montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du chargement vertical (100 Kpa, 200 Kpa ,300 Kpa). Ceci concorde évidemment avec les principes généraux de la mécanique des sols. En effet, plus la contrainte normale est élevée, plus les grains sont serrés, ce qui augmente le frottement et l'enchevêtrement qui s'opposent au mouvement provoqué par le phénomène de cisaillement.

Les courbes correspondant aux deux échantillons évoluent pratiquement de la même manière (en palier), sans un pic de cisaillement marqué.

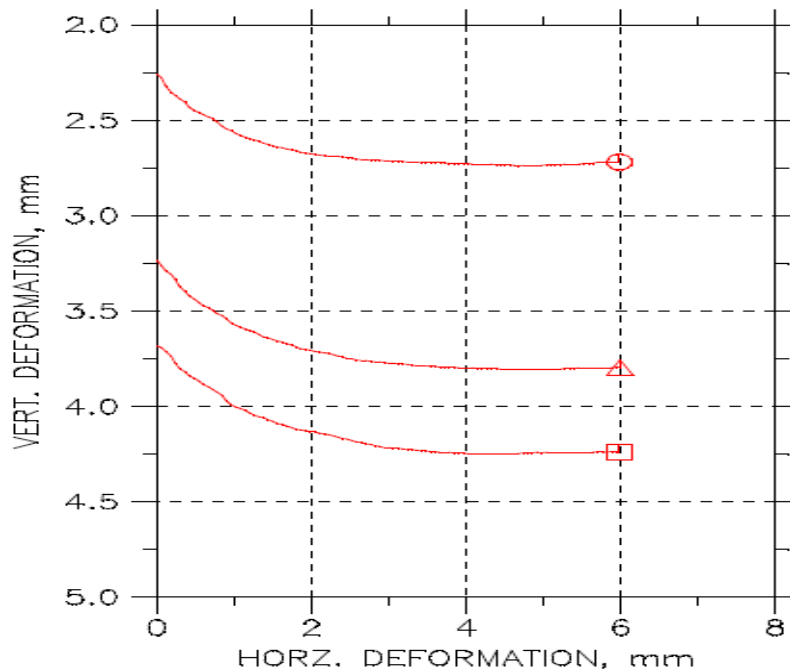


Figure V.15. Courbes de variation du volume de l'échantillon n°1.

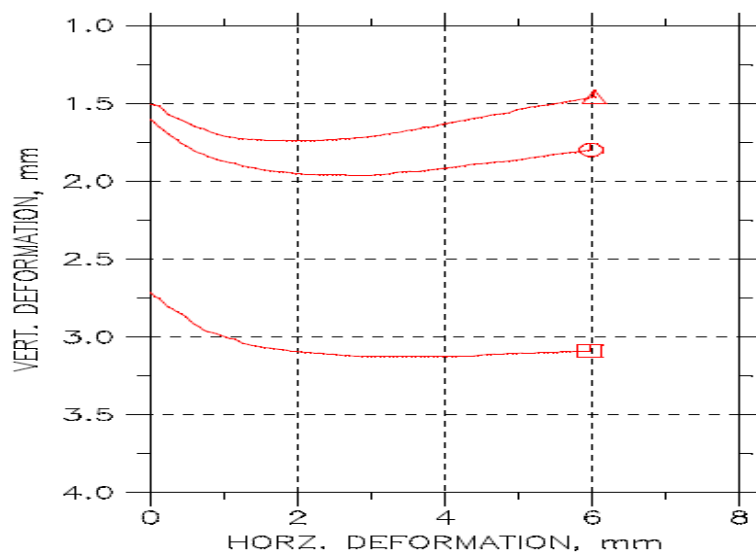


Figure V.16. Courbes de variation de volume de l'échantillon n°2.

En termes de variation de volume (figures V.15 et V.16), les deux échantillons présentent en général un comportement contractant sous les différentes contraintes appliquées. Toutefois, il est à signaler que l'échantillon n°2 a tendance à présenter une légère dilatance après un déplacement horizontal de 2,5 mm environ, notamment sous de faibles contraintes normales.

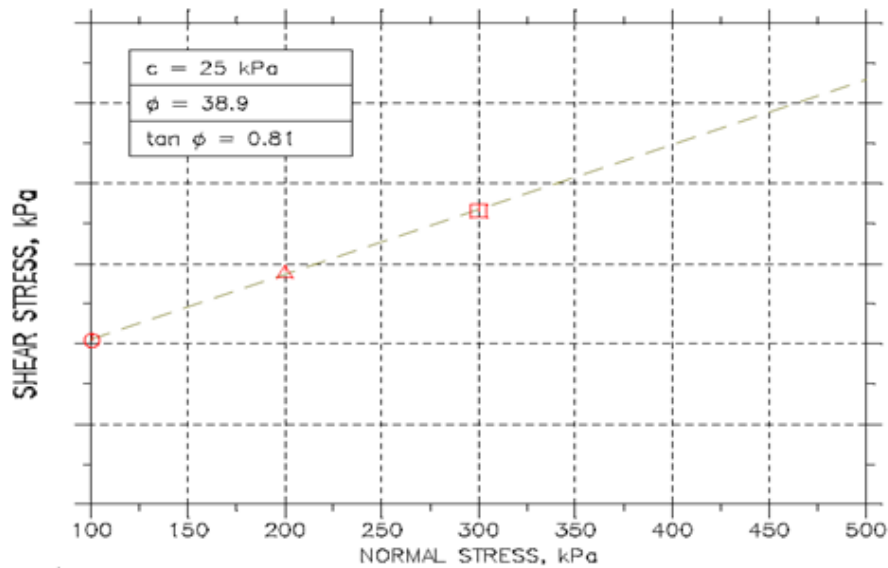


Figure V.17. Droite intrinsèque de l'échantillon n°1.

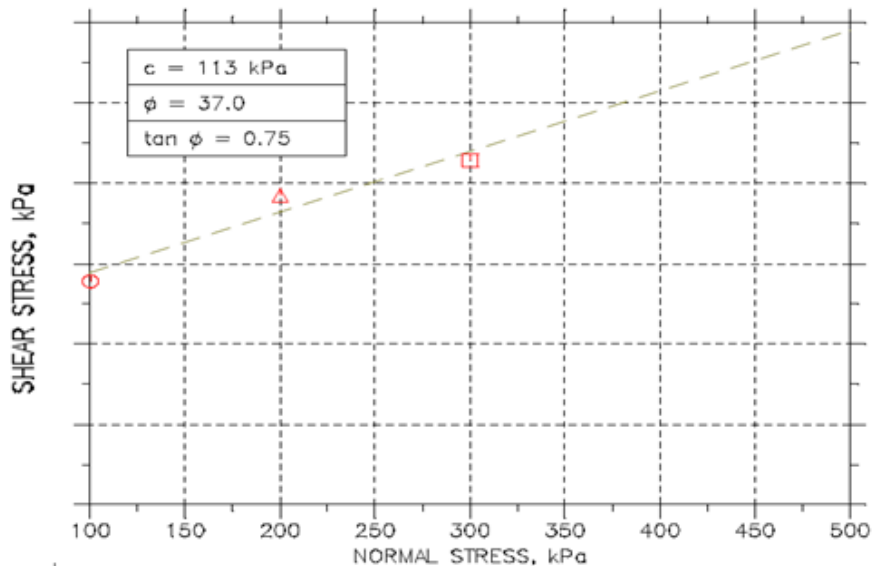


Figure V.18. Droite intrinsèque de l'échantillon n°2.

Les droites intrinsèques présentées sur les figures V.17 et V.18, permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques au cisaillement c et ϕ pour les deux échantillons 1 et 2 respectivement.

Les angles de frottement interne développés par les deux échantillons sont assez comparables ($38,90^\circ$ et 37°). Tandis que, les cohésions développées par les deux échantillons sont très différentes. En effet, l'échantillon n°2 développe une cohésion très élevée relativement à l'échantillon n°1. En combinant les effets de la cohésion et de l'angle de frottement interne des chacun des deux matériaux, on peut dire ainsi que l'échantillon n° 2 développe une meilleure résistance au cisaillement que l'échantillon n° 1.

V.13. Conclusion

A la lumière des résultats obtenus dans ce chapitre, nous pouvons conclure que les échantillons étudiés présentent des résultats très intéressants au cisaillement direct à la boîte.

Les angles de frottement interne cohésions sont élevés, ceci se traduira par la suite (en pratique) sous forme de la résistance et de la stabilité de la chaussée.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude est réalisée sur deux gisements de matériaux naturels de la Grande Kabylie «IBOUDRARENE» et « ALMAHAROUNE » dans le but d'une meilleure connaissance et exploitation de ces matériaux dans le domaine des travaux publics.

Pour ce faire, une série d'essais d'identification et une série d'essais mécaniques et routiers sont réalisées afin de caractériser ces matériaux et de déterminer leurs performances mécaniques pour une éventuelle utilisation dans la construction routière.

Les résultats obtenus permettent de conclure ce qui suit :

Les matériaux étudiés présentent une faible teneur en eau et un faible degré de saturation. Ils se trouvent dans un état dense avec une texture massive et compacte.

Ils se présentent sous forme d'une classe granulométrique 0/20 mm à granulométrie semi-étalée. Le matériau issu de Mekla (échantillon n°1) est sous forme d'un sable très propre bien gradué, de symbole (SW), sans risque de retrait ou gonflement. Par contre, le matériau issu de Iboudrarene (échantillon n°2) est sous forme d'une grave bien graduée, de symbole (GW) légèrement argileuse.

Les matériaux étudiés ont présenté une très bonne aptitude au compactage avec des densités sèches très intéressantes (supérieures à 2), et des teneurs en eau moyennes. Ils présentent également des portances très intéressantes permettant de les classer comme matériaux de portances très élevées (classe S5). Leur potentiel de gonflement est quasiment nul après immersion dans l'eau, ce qui reflète leur stabilité en contact avec l'eau. Cette caractéristique est indispensable pour un matériau routier.

En se basant sur les résultats obtenus aux essais routier, on peut dire que l'échantillon n°1 peut faire l'objet d'un traitement éventuel pour répondre aux exigences des normes des essais M_{DE} et L_A . Tandis que, l'échantillon n°2 présente des caractéristiques intéressantes et satisfaisantes sous tous les différents essais routiers réalisés.

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

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les échantillons étudiés ont présenté des caractéristiques physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques très intéressantes sous les différentes sollicitations appliquées. Leur utilisation en couches

Conclusion générale

inférieures de chaussées (couches de forme, couches de fondations et couches de base éventuellement) sous faible à moyen trafic est fortement envisageable. Toutefois, un traitement éventuel est souhaité pour le matériau n°1 pour faire face aux sollicitations liées aux chocs et à l'usure et étendre son utilisation dans les différentes couches.

D'autres essais routiers pour mieux caractériser ces matériaux, notamment à long terme, sont indispensables pour éviter les surprises d'instabilités de dégradation de la chaussée dues au mauvais choix des granulats. Sachant que toute dégradation et défaut dans la chaussée se répercutent directement sur la sécurité et le confort des usagers et du matériel (véhicules).

Références bibliographiques

AIT CHIKHOUNE C., 2015. Caractéristiques géotechniques des granulats : cas des granulats de l'oued SEBAOU et de la carrière EL MAHAROUNE.

ARAB K, BOUZIANE H., 2009. Caractérisation géotechnique des granulats de la région de Sétif en vue de leur utilisation comme matériau de ballast. Mémoire ingénieur, université FERHAT ABBAS de SETIF.

ARQUIE G, TOURENQ C., 1990. Granulats. Livre, Ecole nationale des ponts et chaussées.

BEKKOUCHE A, Aissa MAMOUNE et DJEDID A., (2002). “Techniques de stabilisation des sols expansifs”, Journées d’Études sur les Sols Gonflants(JÉSG), Université de AboubakrBelkaïd, Tlemcen.

CEBTP., 1984. Centre expérimentale de recherches et études du bâtiment et des travaux publics. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, France.

CAAMAPUM DE CARVALHO J.C.J., 1987. La reconstitution des éprouvettes en laboratoire; Théorie et pratique opératoire (LPC).

DJAMA Z., 2015. Comportement mécanique et rhéologique des bétons à base des granulats recyclés.

DEGOUTTE., 2002. Petit Barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et suivi.

GUETOUCHE., 2015. Mécanique des sols I (Cours et exercices).

LAMRANI Y, ELMOUDEN M., 2016. Revue sur les essais normalisés applicables aux granulats pour des applications du génie civil et positionnement de la modélisation granulaire sur ces essais.

LOZAC D., 2005. Les constituants des bétons et des mortiers. École française du béton.

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

LCPC., 1987. Essai de cisaillement a la boite (Laboratoire centrale des ponts et chaussées).

Magnan J.P., 2009. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents. Techniques de l’ingénieur, l’expertise technique et scientifique de référence (c214).

(NF P 90-050), 1991.Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage.

(NF P 94-054), 1991. Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.

(NF P 94-056), 1996. Analyse granulométrique à sec après lavage.

(NF P 94-057). L'analyse granulométrie par sédimentation.

(NF P 18-598), 1991. Equivalent de sable.

(NF P 94-051), 1993. Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau."

(NF P 94 – 068), 1998. L'essai au bleu de méthylène

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

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

(NF P 18-572), 1990. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats -détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL).

(NF P 18-573), 1990. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats -méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

(NF P 94 – 066), 1992. Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.

(NF P 94 – 067) ,1992. Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.

(NF P 94-071-1), 1994. Sols, reconnaissance et essais. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

PERROT A., 1968. Étude de la résistance au cisaillement des matériaux grossiers. Bulletin 133, Rapport du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Nancy (France), 40 p.

RACHI L, DENDANI M., 1990. Influence des différentes granulométries des agrégats sur le comportement mécanique du béton ordinaire.

ROBITAILLE V, TREMBLAY D., 1997. Mécanique des sols (Théorie et pratique).Edition modulo.

R.Kazi Aoul., 2015. Effet de mode de compactage

SCHMITT N et al., 2008. Aide-mémoire mécanique des sols, Edition DUNOD de Paris.

TECHOUANI NANA J., 1999. Cours de mécanique des sols, Tome 1 (Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIERETSHER).

VILLARD P., 2004. Bétons et Mortiers. Cours et Travaux dirigés des matériaux, IUT 1 de GRONOBLE, France

VARLET H., 1966. Barrages et réservoirs (barrages en terre et en enrochements) ; Tome III (p. 36 -58).