

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE 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



Mémoire De Master Académique

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Thème

*Caractérisation Des Calcaires Des Sites
El Maharoune, Ait Khelili, Tizi Bouamane
Et el Hammam Pour Une Valorisation
dans le domaine routier.*

Présenté par :

LEKADIR Dalila

Devant le jury composé de :

Mr DEHMOUS.	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme IDRES.	Maitre assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr BOUDLAL Omar.	Maitre de conférences à l'UMMTO	Promoteur.

Promotion: 2020/2021

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier dieu tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Mes premiers profonds remerciements, sont adressés à mon promoteur Mr BOUDLAL Omar, maitre de conférences à L'ummto, pour son encadrement, pour sa disponibilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les membres du jury Mr GHOUILEM ET Mme MOBAREK pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et qui me feront l'honneur de l'examiner, je les remercie également pour leurs encouragements et leurs conseils motivants.

Mes chaleurs remerciements sont adressées à Mr MELBOUCI Bachir, Mme KAHIL faroudja, et Mme BOUZZOUNI Fatima pour leurs disponibilités durant la réalisation de ce travail.

Mes profonds remerciements ma profonde gratitude sont exprimés sont adressés sans doute à Ma cher famille mon marie mes enfants mes parents mes proches, mes amies et tous ceux qui de près ou de loin, m'ont aidées et apporté leurs soutiens à l'élaboration de ce travail.

Mes chaleurs remerciements sont adressées à tous les enseignants de m1 et m2 géotechniques ainsi tous les étudiants de m2 géothéqniqne je le remercie pour leurs conseils et pour les moyens qu'ils ont mis à ma disposition pour finaliser ce mémoire.

Enfin, mes sincères remerciements et pour tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, particulièrement, Le Directeur Du Laboratoire Lnhc Tizi Ouzou Mr BOUHALI Abdelkrim et l'ensemble du personnels Inhc en particulier Mme MOKDAD Fatiha, Mr SI HADJ MOHAND Soufyane.

DÉDICACES

A mes très chers parents, ceux qui m'ont arrosé de tendresse, d'espoirs,

D'affection Et d'amour, qui m'ont appris à me diriger vers la gloire.

A mon très cher mari Aïssa et mes trois anges Mélissa, Imane

Et mon petit Samy, ma source de vie, d'amour éternel. A mes

Très chères sœurs, frères, belle sœur, leurs enfants et en

Particulier dehbia, matyas et Nana, mes sources de bonheur.

A toute ma belle famille et en particulier leurs enfants.

A la mémoire de mon beau père et grand parents

A mon cher Encadreur Mr BOUDLAL Omar

A tous mes amis, en tout particulièrement

Souhila, Hayat, Fatiha et Sara

A vous cher lecteur

Je vous remercie

Tous.

Sommaire

Liste des Figure	
Liste des tableaux	
Liste des principales annotations et indices	
I.1. Introduction	1
I.2. Définition des chaussées	1
I.3. Rôles des chaussées.....	2
I.4. Constitution des structures de chaussées.....	2
I.4.1. Le sol support	2
I.4.2. Couche de surface	2
I.4.3. Couche de roulement.....	2
I.4.4. Couche de liaison	3
I.4.5. Couche d'assise	3
I.4.6. Couche de base.....	3
I.4.7. Couche de fondation.....	3
I.4.8. Couche de forme	4
I.5. Les différents types de chaussées.....	5
I.5.1. Les chaussées souples	5
I.5.1.1. Mode de fonctionnement.....	6
I.5.1.2. Rôle du revêtement	6
I.5.1.3. Rôle de la fondation	6
I.5.1.4. Rôle de la sous-fondation :.....	6
I.5.1.5. Avantages des chaussées souples.....	7
I.5.1.6. Inconvénients des chaussées souples	7
I.5.2. Chaussée rigide	7
I.5.2.1. Mode de fonctionnement.....	8
I.5.2.2. Rôle du revêtement	8

I.5.2.3. Rôle de la fondation :	8
I.5.2.4. Rôle de la sous-fondation :	8
I.5.2.5. Avantages des chaussées rigides	8
I.5.2.6. Inconvénients des chaussées rigides	9
I.5.2.7. Chaussées à dalles non armées et non goujonnées.....	9
I.5.2.8. Chaussées à dalle non armées, à joints goujonnées « Chaussées articulées et non renforcées ».....	10
I.5.2.9. Chaussées à dalles armées et joints goujonnées.....	10
I.5.3. Chaussée semi- rigide.....	10
I.5.3.1.Mode de fonctionnement.....	11
I.5.4. Les chaussées bitumineuses épaisses	11
I.5.4.1.Mode de fonctionnement.....	12
I.5.5.Les chaussées mixtes.....	12
I.5.5.1. Mode de fonctionnement.....	12
I.5.6.Les chaussées à structure inverse	13
I.5.6.1.Mode de fonctionnement.....	13
I.6. Dégradation des chaussées	14
I.7. Conclusion.....	14
II.1.Introduction.....	15
II.1.1.Généralités et historique de La dorsale kabyle	15
II .2.Contexte géologique	16
II .2.1.Le socle kabyle	16
II .2.2.La Dorsale kabyle	17
II .2.3.L'oligo-Miocène Kabyle.....	17
II .2.4.Les nappes de flysch	17
II .2.5.Le Miocène post-nappe.....	18
II .2.6. Le quaternaire	18

II.3.1. - Généralités sur les calcaires.....	18
3.1.1. - Historique et Définition.....	18
3.1.2. Formation des calcaires	19
II .4.Caractéristiques physiques et chimiques	20
II .4.1 - Caractéristiques physiques	20
II .4.2- Caractéristiques chimiques	20
II .4.3- Composition minéralogique	21
II .4.4-Classification des calcaires	21
II .5.Classification de Dunham (1962)	21
II .6.Conclusion	22
III.1 Introduction	23
III.1.1 Le calcaire.....	23
III.1.1.1. Définition.....	23
III.2 Formation du calcaire	23
III.2.1 Localisation géographique du calcaire dans la wilaya de Tizi-Ouzou	24
III.3. Les différents sites de prélèvement des matériaux étudiés.....	25
III.4. Caractéristiques physiques et minéralogiques.....	27
III.4.1.1 Essais d'identification.....	27
III.4.1.2 Teneur en eau naturelle w % (NF P 94 – 050)	27
III.4.1.3 Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064)	27
III.4.1.4 Présentation des résultats.....	28
III.4.1.5 Masse volumique humide ρ_h (NF P 94 – 053).....	29
III.4.1.7 Indice des vides(e)	31
III.4.1. 8 degré de saturation(Sr).....	31
III.4.1.9 La porosité (n)	32
III.5. Analyse granulométrique par tamisage (NF EN 933-2).....	33
III.5.1 Préparation des échantillons.....	33

III.5.2 Limite d'Atterberg (NF P 94-051).....	36
III.5.2.1 Définition de la limite d'Atterberg	36
III.5.2.2 Objet de l'essai	37
III.5.2.3 Appareillage.....	38
III.5.2.4 La classification des sols	39
III.6. Essai d'équivalent de sable (p18-598)	39
III .7. ESSAI D'ÉVALUATION DES CARBONATES DE CALCAIRE CaCO ₃ (NA- 2789).....	41
III.7.1 Teneur en matières organiques-(NF P 94-047)-Méthode par calcination	42
III.7.2. Sulfates solubles dans l'acide-selon la norme NF EN 1744-1(P18-660-1).....	43
III.7.2.1 Principe	43
III.7.2.2 Préparation de la prise d'essai.....	43
III.7.2.3 Chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744-1(P18-660-1).....	44
III.8.Analyse minéralogique	46
III. 8 Conclusion	47
IV. Introduction	48
IV.1. Généralités sur le compactage.....	48
IV.1.1.Définition du compactage	48
IV .2. Objectifs du compactage	48
IV .3.Les paramètres influençant le compactage.....	49
IV .3.1.Influence de la teneur en eau	49
IV .3.2.Influence de l'énergie de compactage	49
IV .3. 3. Influence de la granulométrie.....	50
IV .4.Les conséquences du compactage	50
IV .4.1.La réduction des risques de tassements	50
IV .4.2.L'élévation des caractéristiques mécaniques	51
IV .4.3.Augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne.....	51

IV .4.4.Augmentation du module de déformation.....	51
IV .4.5.La diminution de l'attrition	51
IV .4.6.La diminution de la perméabilité.....	52
IV .5. Les essais de compactage au laboratoire	52
IV .5.1.L'essai Proctor.....	52
IV .5. 1.1. Principe de l'essai Proctor.....	52
IV .5. 1.2. L'essai Proctor normal	53
IV .5. 1.3. L'essai Proctor modifié	53
IV .6. Essai Proctor modifié (NF P94-093).....	53
IV .6.1. But de l'essai	53
IV .6.2. Principe de l'essai.....	54
IV .6.3. Matériel utilisé.....	54
IV .6.4. Exécutions de l'essai.....	55
IV .6.5. Présentation des résultats.....	56
IV .6.6. Interprétation des résultats.....	60
IV .7. Essai de portance californien-Essai C.B.R (NF P94 – 078).....	61
IV .7.1. Définition de l'essai C.B.R.....	61
IV .7.2. But de l'essai	61
IV .7.3.Principe de l'essai.....	61
IV .7.4.Matériel utilisé.....	62
IV .7.5. Expression des résultats	63
IV.7.7.Conclusion.....	67
V.1 Introduction	69
V.1.1 Objectif et but de l'essai	69
V.1.2.Définitions importantes	69
V.1.3 Principe de l'essai	71
V.1.4 Types d'essais à réaliser (UU, CU, CD)	71

V.2 Contraintes normales appliquées	73
V.2.1 Vitesses de cisaillement adoptées	74
V.2.2 Mode opératoire	75
V.2.3 Appareillage.....	77
V.2.4 Préparation des échantillons	78
V.3 Exécution de l'essai	78
Phase I : Mise en place	78
Phase II : Saturation et consolidation	79
Phase III : Cisaillement.....	79
V.4 Essais réalisés	79
V.4.1 Présentation des résultats	80
V.4.2 Interprétation des résultats	87
V.5 Conclusion	88
VI.1.Introduction	90
VI.2. Essai Micro-Deval (NF P18-71) VI.2.1. Définition.....	90
Figure 1.IV : Machine d'essai Micro-Deval.....	90
VI.2.2. Objectifs et but de l'essai	90
VI.2.3.Principe de l'essai.....	91
VI.2.4. Préparation du matériau.....	91
VI.2.5. Mode opératoire	91
VI.2.6. Matériaux utilisés	93
VI.2.7. Résultats et interprétation.....	93
VI.3. Essai Los Angeles (NF P18-573)	94
VI.3.1. But de l'essai	94
V.3.2. Principe de l'essai	94
VI.3.3. Appareillage	95
VI.3.4. Préparation du matériau.....	95

VI.3.5. Exécution de l'essai.....	95
VI.3.6. Matériaux utilisés	96
VI.3.7. Résultats des essais.....	96
VI.4. Essai de Fragmentabilité pour les matériaux rocheux.....	98
VI.4.2. Objectifs et but de l'essai	98
VI.4.3. Principe de l'essai.....	98
VI.4.4. Appareillage	98
VI.4.5. Préparation du matériau.....	99
VI.4.6. Exécution de l'essai.....	99
VI.4.8. Résultats obtenus	100
VI.5. Essai de dégradabilité (NF P 94-067).....	104
VI.5.1. Objectif de l'essai.....	104
VI.5.2. Principe de l'essai.....	104
VI.5.3. Exécution de l'essai.....	104
VI.5.4. Expression des résultats	105
VI.5.5. Matériaux utilisés	105
VI.5.6. Résultats obtenus.....	106
VI. 6. Conclusion.....	110

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Constitution d'une structure de chaussée.....5
Figure I.2 : Constitution d'une structure de chaussée.....5
Figure I.2 : Constitution d'une structure de chaussée.....8
Figure I.4 : Structure type d'une chaussée en béton de ciment (rigide).....10
Figure I.5 : Dalle non goujonnée.....10
Figure I.6 : Dalle à joints goujonnées.....11
Figure I.7: Béton armé continu.....11
Figure I.8 : Structure type d'une chaussée semi rigide.....12
Figure I.9: Chaussées bitumineuses épaisses13
Figure I.10: Structure mixtes.....14
Figure I.11 : Structure type d'une chaussée inverse15

CHAPITRE II

Figure II.1 : Coupe synthétique et interprétative N-S.....17
Figure II.2 : La dorsale Kabyle.....18
Figure II.3 : Carte géologique de Tizi Ouzou.....20
Figure II.4 : Roche calcaire21

Chapitre III

Figure III.1 : Formation du calcaire (relief karstique).....26
Figure III.2: Site 1 EL Maharoune (mekla).....27
Figure III.3: Site 2 ait khelili (mekla).....28
Figure III.4 : Site 3 Tizi bouamane (mekla)28
Figure III.5 : Site 4 El hammam à Larbaa Nath irathe.....28
Figure III.6 : Étape de la pesée hydrostatique30
Figure III.7 : La densité des particules solides.....31
Figure III.8 : Fuseau granulométrique de matériaux routiers36
Figure III.9 : matériau site 4...36
Figure III.10 : le matériau calcaire selon la classe granulaire (0/20) site 2.....37
Figure III.11 : Classe granulaire du site 1.....37
Figure III.12 classe granulaire du site 1.....37
Figure III.13 : Plages des limites d'atterberg (NF P 94-051)38
Figure III.14: Figure III.14:essai limite de liquidité (WL).(NF P94-051).....39
Figure III.15 : Limites d'ATTERBERG40
Figure III.16: Classification des sols fins40

Figure III.17: équivalent de stade	41
Figure III.18 : Essai d'évaluation des carbonates CaCO_3	42
Figure III.19: Détermination des sulfates solubles dans l'acide.....	45
Figure III.20: Détermination des chlorures solubles dans 'eau... ..	46
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Influence de la teneur en eau... ..	49
Figure IV.2 : Influence de la teneur en eau... ..	50
Figure IV.3 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.....	50
Figure IV.4 : Essai de compactage	52
Figure IV.5: Modèle de courbe Proctor.....	54
Figure IV.6: Matériel utilisé pour l'essai Proctor.....	55
Figure IV.7: Étape de démoulage du moule Proctor.....	55
Figure IV.8: Préparation du matériau pour l'essai Proctor.....	56
Figures IV.9: Courbe Proctor du calcaire site 1	57
Figure IV.10 : Courbe Proctor du calcaire site 2.....	57
Figure IV.11 : Courbe Proctor du calcaire site 3... ..	58
Figure IV.12 : Courbe Proctor du calcaire site 4.....	59
Figure IV.13 : Courbe Proctor des quatre sites.....	59
Figure IV.14 : Masses volumiques sèches maximales des calcaires étudiés.....	60
Figure IV.15 : Teneurs en eau optimales des calcaires étudiés.....	60
Figure IV.16 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.....	62
Figure IV.17 : Poinçonnement de l'échantillon.....	62
Figure IV.18 : Matériel de confection des éprouvettes de l'essai CBR.....	63
Figure IV.19 : Phase d'imbibition et mesure du gonflement à l'immersion	63
Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces, CBR avant immersion des quatre sites étudiés...64	
Figure IV.21 : Courbes enfoncements-forces, CBR après immersion des quatre sites étudiés...64	
Figure IV.22 : Immersion et gonflement des échantillons du site 1 et 2	65
Figure IV.23 : Indice CBR immédiat des 4 sites étudié	66
Figure IV.24: Indice CBR après immersion des 4.....	66
Figure IV.25: Le gonflement relatif G des calcaires étudiés.....	67
Chapitre V	
Figure V.1: Droite intrinsèque d'un essai(UU)	72
Figure V.2 : Droite intrinsèque d'un essai(CU)	73
Figure V.3 : Droite intrinsèque d'un essai(CD)	73
Figure V.4: Détermination du temps de consolidation total	75
Figure V.5: Principe de la boîte de cisaillement.....	76

Figure V.6: Appareillage et accessoires d'un essai de cisaillement à la boîte.....	78
Figure V.7 : Échantillon après cisaillement du site 1.....	80
Figure V.8 : Courbe contraintes-déformations du calcaire site1	81
Figure V.9 : Courbes de variation du volume de calcaire site1	81
Figure V.10 : Droite intrinsèque du calcaire site1	82
Figure V.11 : Courbe contraintes-déformations du calcaire 2.....	82
Figure V.12 : Courbe contraintes-déformations du calcaire site2	83
Figure V.13 : Droite intrinsèque du calcaire site2	83
Figure V.14 : Courbe contraintes-déformations du calcaire site3	84
Figure V.15 : Courbe contraintes-déformations du calcaire site3	84
Figure V.16 : Droite intrinsèque du calcaire site3	85
Figure V.17 : Courbe contraintes-déformations du calcaire site 4	85
Figure V.18 : Courbes de variation du volume site 4.....	86
Figure V.19 : Droite intrinsèque du calcaire site 4	86
Figure V.20 : Droites intrinsèques des différents sites	87
Figure V.21 : Comparaison de la cohésion des différents calcaires	87
Figure V.22: Comparaison des angles de frottement interne.....	88
Chapitre VI	
Figure IV.1 : Machine d'essai Micro-Deval.....	90
Figure IV .2: Mode opératoire d'essai micro Deval	92
Figure IV .3: Mise en place de l'échantillon et lavage du matériau (source : CETE)	93
Figure IV .4: Machine d'essai Los Angeles	95
Figure IV .5: Mise en place des granulats pour l'essai Los Angeles	97
Figure IV .6: Étapes d'un essai de fragmentabilité.....	101
Figure IV .7: Courbes granulométriques avant et après essai du site1	102
Figure IV .8: Courbes granulométriques avant et après essai du site2.....	102
Figure IV .9: Courbes granulométriques avant et après essai du site3	103
Figure IV .10: Courbes granulométriques avant et après pilonnage essai du site4	103
Figure IV .11: Résultats comparatifs des différents calcaires	104
Figure VI.12 : Étapes d'un essai de dégradabilité.....	106
Figure VI.13 : Courbes granulométriques du sit1.....	107
Figure VI.14: Courbes granulométriques du site2.....	107
. Figure VI .15 : Courbes granulométriques du site3.....	108
Figure VI.16: Courbes granulométriques du site4.....	108
Figure VI.17 : Courbes granulométriques des quatre sites avant essai	109
Figure VI.18 : Courbes granulométriques des quatre sites après essai.....	109
Figure .VI. 19 : Courbes granulométriques du calcaire	110

LISTE DES TABLEAU

Chapitre III

Tableau III.1: Teneur en eau de matériau étudiée.....	27
Tableau III.2 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.....	28
Tableau III.3 : Classification les masses volumiques sec.....	29
Tableau III.4: masse volumique humide <i>ph</i>	29
Tableau III.5 : Masse volumiques des grains solides.....	30
Tableau III.6 : indice des vides.....	31
Tableau III.7 : Interprétation des degrés de saturation établie par TERZAGHI.....	32
Tableau III.8 : Degré de saturation pour les 4 sites.....	32
Tableau III.9:La porosité pour les 4 sites.....	33
Tableau III.10 : Tableau Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13 .85(2010).....	34
Tableau III.11:Résultats d'essai d'équivalent de sable.....	40
Tableau III.12:Résultats de l'essai d'évaluation des carbonates CaCO ₃	41
Tableau III.13: Dénomination des sols fins calcaire.....	41
Tableau III.14 : Résultats des teneurs en matières organiques.....	42
Tableau III.15: Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.....	42
Tableau III.16 : Les résultats des teneurs en sulfates.....	43
Tableau III.17 : Définition des classes d'agressivité des sols en fonction de la teneur En sulfates SO ₄ (norme NF P 18 - 011).....	44
Tableau III.18:Les résultats des teneurs en chlorures.....	45
Tableau III .19: Rapport d'analyse chimique sommaire.....	45
Tableau III.20 Composition des différents sites.....	46

Chapitre IV

Tableau IV .1: Tableau IV.1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.....	53
Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le calcaire (site 1).....	56
Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le site 2.....	57
Tableau IV. 4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le site 3.....	58
Tableau. IV.5: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 4 sites.....	58
Tableau. IV.6: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 4 sites.....	59
Tableau .IV.7 : Classe de portance des valeurs CBR.....	64
Tableau .IV.8 : Résultats des essais CBR immédiats.....	65

Chapitre V

Tableau V.1: Valeurs des contraintes normales pour essais de cisaillement rectiligne (NF P94-07-2).74

Tableau V.2 : La cohésion des différents calcaires86

Tableau .V.3 :l'angle de frottement interne..... 86

Tableau. V. 4 : Résultats moyens de résistance au cisaillement. (Atlan, 1978).....88

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.....92

TableauVI.2 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval.....93

Tableau VI.3 : Résultats des essais Micro-Deval94

Tableau VI.4 : Charge de boulet suivant le type de classe Granulaire96

Tableau VI.5 : Référence des valeurs de Los Angeles98

Tableau VI. 6 : Catégories des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure (Moron,BRGM).98

Tableau VI.9 : Coefficients de fragmentabilité des différents calcaires 104

Tableau .VI.10. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG106

Tableau .VI.11. Coefficients de dégradabilité des différents calcaires.....110

***Liste des principales notations
Et indices***

- W** : Teneur en eau naturelle ;
- Mh** : Masse humide ;
- Md** : Masse des grains solides ;
- MW** : Masse de l'eau ;
- Mr** : Masse de la roche ;
- Mrp** : Masse de la roche paraffinée à l'air libre ;
- M'rp** : Masse de la roche paraffinée dans l'eau ;
- ρ_w** : Masse volumique de l'eau ;
- ρ_s** : Masse volumique des grains solide ;
- ρ_h** : Masse volumique humide ;
- ρ_d** : Masse volumique sèche ;
- ρ'** : Masse volumique déjaugé ;
- e** : Indice des vides dans l'état plus
- Sr** : Degré de saturation ;
- n** : Porosité ;
- γ_d** : Densité sèche ;
- γ_w** : Poids volumique de l'eau ;
- Vs** : Volume des particules solides ;
- Vv** : Volume des vides ;
- V** : Volume total ;
- Wl** : Limite de liquidité ;
- Wp** : Limite de plasticité ;
- Ip** : Indice de plasticité ;
- Ws** : Limite de retrait ;
- Wopm** : Teneur en eau de l'optimum Proctor modifié ;
- Wopn** : Teneur en eau de l'optimum Proctor normal ;
- Wn** : Teneur en eau naturelle ;
- Wopt** : 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 ;

MDE : Coefficient micro deval ;

LA : 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 boîte de cisaillement ;

ΔL : Déplacement horizontale ;

Δv : Variation de volume en pourcentage ;

ΔV : Variation volumique ;

τ : Contrainte de cisaillement ;

T : Force de cisaillement ;

ϵ_h : Déformation horizontale ;

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les progrès techniques à l'ère moderne de la construction routière permettent aux usages une voie de moins en moins soumise aux intempéries et aux ornières, Le développement des différentes techniques, au fil des siècles, sous des conditions du trafic relativement modéré, a permis à chacune de prospérer dans le temps, les routes sont des axes de communication nécessaire au développement économique et social d'un pays.

L'essor des véhicules motorisés crée une vraie demande sociale consécutive du passage de charges de plus en plus lourdes.

L'exploitation de nouvelles sources de granulats et la recherche de nouveaux matériaux qu'ils soient naturels ou artificiels, devient indispensable et parait une solution d'avenir assurant l'approvisionnement des projets, notamment routiers. Cette étude expérimentale s'inscrit dans ce même contexte, elle a pour objectifs, l'exploitation et la valorisation de nouveaux matériaux locaux naturels (calcaire) dans le but de leur utilisation, dans le domaine des travaux publics, particulièrement, dans le corps de chaussées (couche de fondation et couches de base).

L'objectif du travail réalisé est donc de contribuer à la recherche des sites exploitables pour l'emploi des matériaux calcaires en techniques routières. Nous avons sélectionné quatre gisements de calcaire au niveau de la Grande Kabylie et nous avons soumis les échantillons prélevés de chacun des sites aux essais d'identification et aux essais mécaniques et routiers. Ces essais permettent de soumettre les matériaux en question aux différents types de sollicitations qu'ils peuvent subir sur chantier lors de leur mise en service.

Pour ce faire, nous avons scindé ce mémoire en six chapitres, terminées par les des conclusions synthétisant les principaux résultats obtenus et quelques perspectives pour de futures recherches dans le même domaine.

Le premier chapitre est dédié à une description du domaine concerné par notre étude, pour préciser le contexte de nos travaux et est un rappel de certaines notions relatives à la route et aux structures routières afin de faire un état des conditions d'emploi en service des matériaux calcaires concernés par nos recherches.

Le deuxième chapitre, traite essentiellement la localisation géographique des matériaux calcaires au niveau de la Grande Kabylie. Nous nous sommes intéressés à la notion de « calcaire », en rappelant quelques généralités. Les méthodes de classification des roches carbonatées sont également abordées.

Le troisième chapitre entame directement la partie expérimentale .Il est consacré aux différents essais d'identifications sur les matériaux utilisés, afin de déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques.

Le quatrième chapitre présent la première série d'essais mécaniques réalisés au laboratoire à savoir, les essais de compactage Proctor et les essais de portance CBR.

Le cinquième chapitre est consacré aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais permettent d'étudiées le comportement des matériaux calcaires des différents sites 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.

Le seizième chapitre présente les essais routiers à savoir, les essais Los Angeles, Micro- Deval, et les essais de dégradabilité et de fragmentabilité.

Enfin, ce mémoire sera terminé par des conclusions sur l'ensemble des résultats présentés dans ce travail dans le but de voir et exploiter des nouveaux sites de calcaires. Nous proposerons des axes de recherches et d'expérimentations complémentaires pouvant faire l'objet d'autres travaux de recherche sur de nouveaux sites à exploiter.

Chapitre I

Généralités sur les chaussées

I.1. Introduction

Les routes sont des axes de communication nécessaire au développement économique et social d'un pays. Le dimensionnement de structure de chaussée d'une route intègre plusieurs paramètres parmi lesquels l'on peut citer : la portance du sol support, le trafic et l'environnement de la route (le climat essentiellement). En termes de dimensionnement des chaussées, chaque pays adopte sa propre méthode de calcul, il n'y a pas de règle universelle.

I.2. Définition des chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé.

Au sens géométrique : On appelle chaussée toute surface spécialement aménagée, sur le sol ou sur un ouvrage, pour le stationnement ou la circulation des personnes et des véhicules

Au sens structurel : c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges.

Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. Pendant la phase de travaux, la couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée.

Les structures des chaussées constituent des ensembles très complexes, ceci est dû essentiellement à un ensemble de variables qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées. Chaque couche composant la structure de chaussée joue un rôle déterminant sur les performances ultérieures. Les matériaux constitutifs des différentes couches doivent présenter des propriétés leur permettant d'être aptes à assurer le rôle respectif de chaque couche. La structure de chaussée sera établie selon ses propriétés. Bien que le sol support, qui constitue l'infrastructure d'une chaussée, ne soit pas souvent considéré comme une couche, ses caractéristiques influencent la conception d'une chaussée.

Les fonctions des couches composant la structure des chaussées sont résumées dans les sections suivantes.

I.3. Rôles des chaussées

La chaussée a pour rôle :

- ✓D'absorber les charges dues aux véhicules ;
- ✓D'encaisser les variations journalières et saisonnières de température et d'hygrométrie ;
- ✓De supporter le poinçonnement résultant du stationnement des véhicules ;
- ✓De rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur ;
- ✓Résistance aux effets de roulage et de freinage des véhicules.

I.4. Constitution des structures de chaussées

I.4.1. Le sol support

Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. Pendant la phase de travaux, la couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée.

I.4.2. Couche de surface

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

I.4.3. Couche de roulement

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

➤ Sécurité

- Adhérence ;
- Drainabilité ;
- Uni longitudinal et transversal.

➤ Confort

- Bruit de roulement ;

- Uni longitudinal et transversal.

➤ **Protection de l'assise**

- Imperméabilisation ;
- Résistance mécanique (cisaillement, orniérage...) ;
- Résistance aux agents extérieurs (eau, sel, soleil...).

I.4.4. Couche de liaison

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

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

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

I.4.5. Couche d'assise

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

Elles assurent les rôles suivants :

- repartir les charges sur la plate-forme : elles permettent de repartir les pressions sur le support de chaussée afin que la déformation reste dans les limites admissibles ;
- présenter des bonnes performances mécanique : elles permettent à la chaussée une résistance mécanique vis-à-vis des charges induites par le trafic ;
- assurer une bonne protection thermique.

I.4.6. Couche de base

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

I.4.7. Couche de fondation

Elle a le même rôle que celui de la couche de base. La couche de base et couche de fondation forment le « corps de chaussée ».

I.4.8. Couche de forme

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

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

- ✓ Pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure le trafic d'engins et de véhicules sur le chantier ;
- ✓ Elle permet d'égaliser le terrain naturel ;
- ✓ Elle protège contre le gel ;
- ✓ Elle est constituée de matériaux réutilisés.

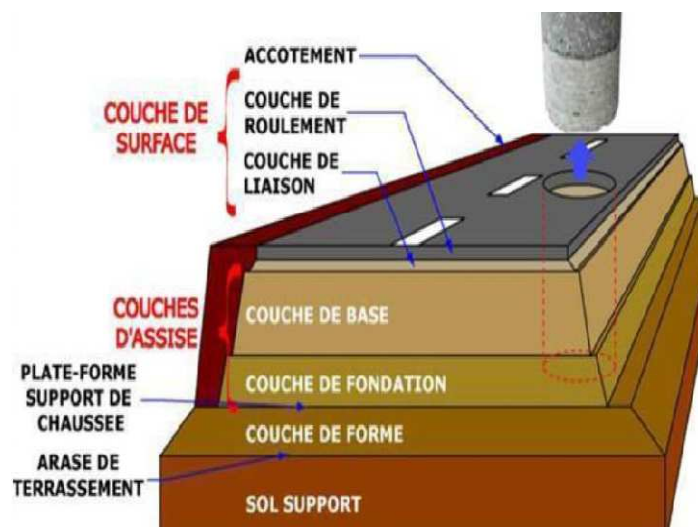


Figure I.1 : Constitution d'une structure de chaussée.

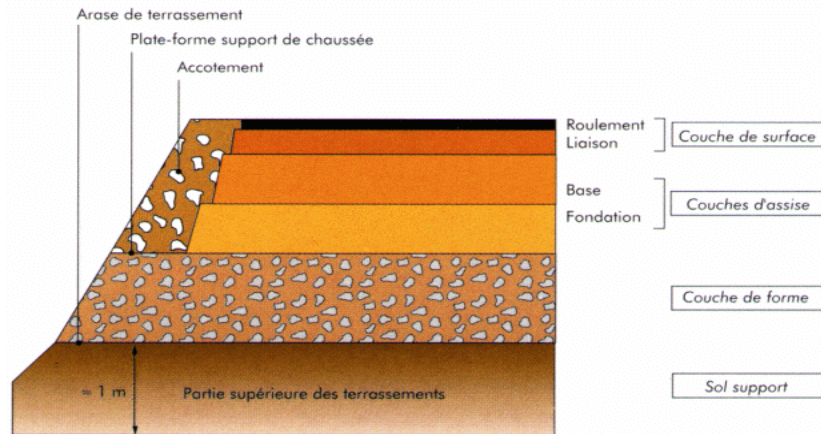


Figure I.2 : Constitution d'une structure de chaussée.

I.5. Les différents types de chaussées

L'une des caractéristiques du réseau routier est l'existence d'une grande diversité de Structure de chaussées, que l'on classe dans les familles ci-dessous, Suivant leur mode de fonctionnement, on distingue six grandes familles de chaussée.

- ✓ Chaussées souples;
- ✓ Chaussées bitumineuses épaisses ;
- ✓ Chaussées semi-rigides ;
- ✓ Chaussées à structure mixtes ;
- ✓ Chaussées à structure inverse ;
- ✓ Chaussées rigides.

I.5.1. Les chaussées souples

Ces sont les structures dites traditionnelles composées d'une couche bitumineuse (BB) mince (< 15 cm) pour la couche de roulement, et d'un corps de chaussée, assise, constitué d'une ou plusieurs couches de grave non traité (GNT). L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 30 et 60 cm.

Plusieurs catégories de chaussées souples sont identifiées. En plus de la chaussée classique ou conventionnelle (Haas, 1997), on distingue :

- ✓ Les chaussées souples pleine profondeur, aussi appelées chaussées souples toute épaisseur, qui regroupent les structures où les mélanges bitumineux, employés pour toutes les couches au-dessus du sol support, à l'exception d'une couche de forme (de nivellement) granulaire drainante posée sur l'infrastructure (sol support) ;

✓ Les chaussées souples profondes, aussi appelées chaussées souples grande épaisseur, qui regroupent les structures où le revêtement et la couche de fondation sont en enrobé bitumineux.

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

I.5.1.1. Mode de fonctionnement

Comme la couverture bitumineuse est relativement mince (≤ 12 cm), elle assure peu la diffusion des contraintes verticales induites par le trafic et subit à sa base des efforts répétés de traction par flexion, ce qui entraîne une fatigue de celle-ci. Ainsi, les contraintes verticales dues au trafic sont transmises à travers les couches granulaires jusqu'au sol support avec une faible diffusion latérale. La répétition des contraintes verticales entraîne des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée.

I.5.1.2. Rôle du revêtement

✓ Imperméabilise le corps de la chaussée pour éviter la pénétration des eaux de pluie;

✓ Contribue à la répartition des charges appliquées ;

✓ Assure l'adhérence des pneus à la chaussée et présente une surface confortable et sécuritaire ;

✓ Élimine la perte des granulats et la poussière.

I.5.1.3. Rôle de la fondation

✓ Constitue l'élément porteur essentiel ;

✓ Supporte le revêtement ;

✓ Contribue à la répartition des charges appliquées ;

✓ Sert de protection contre le gel du sol support ;

✓ Offre une surface stable, pour l'exécution des travaux de pose du revêtement.

I.5.1.4. Rôle de la sous-fondation :

✓ Contribue à la répartition des charges appliquées sur l'infrastructure ;

✓ Sert de protection contre le gel du sol support ;

✓ Assure un bon drainage de la fondation et prévient la contamination du corps de la chaussée par le sol support.

I.5.1.5. Avantages des chaussées souples

- ✓ Structures économiques ;
- ✓ E plus élevé : de 1000 à 15000 MPA ;
- ✓ Dosage en liant faible (3 à 6%).

I.5.1.6. Inconvénients des chaussées souples

- ✓ Faible rigidité ;
- ✓ Epaisseur élevée ;
- ✓ Module dépend de la température à 40°C 1/10 du module à 10°C.

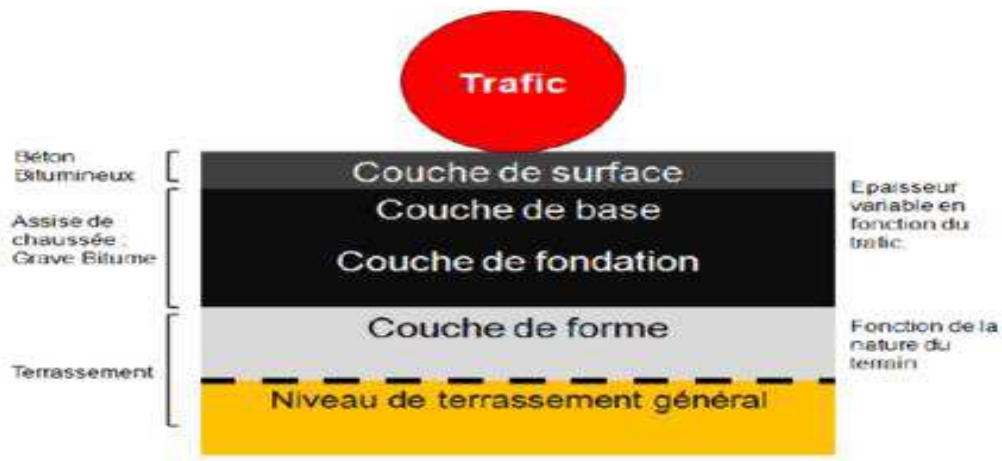


Figure I.3: Chaussée Souple.

I.5.2. Chaussée rigide

En général, de faibles épaisseurs, elles sont revêtues d'une dalle en béton leur conférant un module d'élasticité assez élevé.

La dalle de béton joue un double rôle : elle est à la fois la surface de roulement et la couche de base. Elle répartit les efforts de surface dus aux charges de cisaillement sur une large surface afin d'éviter une déformation sur la couche de fondation ou sur l'infrastructure.

Il en existe aussi qui acquièrent leur rigidité dans l'équilibre entre la cohésion améliorée des différentes couches et l'importance de l'épaisseur d'ensemble du corps de chaussée.

I.5.2.1. Mode de fonctionnement

Compte tenu du module d'élasticité élevé, les efforts dus au trafic sont repris en flexion par la couche de béton. Ainsi, les contraintes de compression transmises au support de chaussée sont faibles tant que les conditions d'appui des dalles restent bonnes.

La fissuration due au retrait de prise et thermique est contrôlée et localisée, soit par la réalisation de joints sciés formant des dalles courtes, soit par des armatures métalliques longitudinales positionnées au niveau de la fibre neutre.

I.5.2.2. Rôle du revêtement

✓Imperméabilise le corps de la chaussée pour éviter la pénétration des eaux de pluie ;

✓Contribue à la répartition des charges appliquées sur une surface très étendue de l'infrastructure, au moyen d'une dalle de béton fléchissant élastiquement ;

✓Assure l'adhérence des pneus à la chaussée et présente une surface confortable et sécuritaire.

I.5.2.3. Rôle de la fondation :

✓Assure la continuité des dalles au droit des joints ;

✓Contribue à la répartition des charges appliquées ;

✓Sert de protection contre le gel du sol support ;

✓S'oppose à la remontée des fines par pompage au droit des joints ;

✓Offre une surface stable pour l'exécution des travaux de pose du revêtement.

I.5.2.4. Rôle de la sous-fondation :

✓La couche de sous-fondation n'est pas nécessaire au point de vue structural dans le cas des chaussées ;

✓Rigides toutefois une sous-couche drainante ou anti contaminant peut être souhaitable, dans certains cas, entre l'infrastructure et la fondation.

I.5.2.5. Avantages des chaussées rigides

✓E Très élevé : E de 35000 à 40000 MPa ;

✓Réduction de l'épaisseur ;

✓Durabilité élevée.

I.5.2.6. Inconvénients des chaussées rigides

- ✓ Fissures possibles ;
- ✓ Pas d'utilisation en pente.



Figure I.4 : Structure type d'une chaussée en béton de ciment (rigide).

I.5.2.7. Chaussées à dalles non armées et non goujonnées

« Chaussée non articulées et non renforcées »

Pour ce type de chaussée, la fissuration spontanée est réduite par la réalisation des joints. Ces joints peuvent être soit moulés dans le béton, soit sciés dans le béton jeune. On distingue les joints longitudinaux de construction et de retrait puis les joints transversaux de construction et de retrait bien que les joints permettent de réduire significativement les problèmes de fissuration, ils constituent néanmoins des points faibles pour ce type de chaussée.

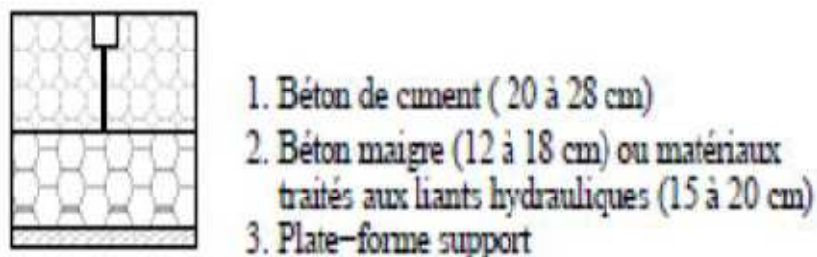


Figure I. 5 : Dalle non goujonnée.

I.5.2.8. Chaussées à dalle non armées, à joints goujonnés « Chaussées articulées et non renforcées »

L'implantation des goujons au droit de chaque joint permet l'amélioration du comportement des joints transversaux et du transfert de charge entre dalles. Les goujons sont constitués par des barres d'acier lisse, mises en place dans le béton soit par insertion avec vibration dans le béton frais, soit posés à l'avance sur des berceaux.

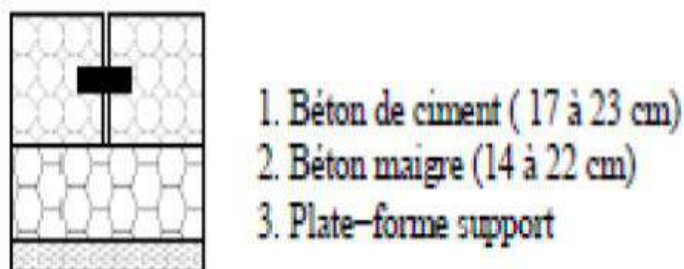


Figure I.6 : Dalle à joints goujonnés.

I.5.2.9. Chaussées à dalles armées et joints goujonnés

« Chaussées articulées et renforcées »

Les armatures de la dalle permettent de reprendre les efforts de traction dus aux passages des véhicules

I.5.2.10. Chaussées en béton armé continu

« Chaussées continues et renforcées »

L'introduction des armatures continues au niveau de la dalle de béton permet la suppression des joints qui constituent des points faibles. Les aciers permettent de reprendre les efforts de traction dus aux moments fléchissant.

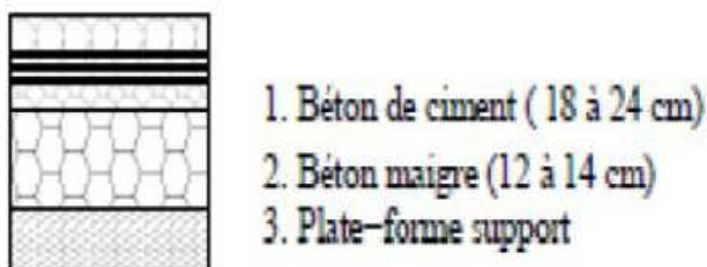


Figure I.7: Béton armé continu.

I.5.3. Chaussée semi- rigide

Ces sont les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Elles comportent une couche de surface bitumineuse et une ou deux couches d'assise en matériaux traités au liant hydraulique (MTLH) dont l'épaisseur est de 20 à 50 cm.

I.5.3.1. Mode de fonctionnement

La grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques permet d'atténuer fortement les contraintes verticales transmises au support de chaussée.

L'assise traitée subit des contraintes de traction flexion élevées. Dans le cas d'une assise réalisée en deux couches, les efforts de traction maximum se produisent à la base de la couche la plus profonde, lorsque l'interface entre la couche de base et la couche de fondation est collée. Si cette interface est décollée ou glissante, les deux couches sont sollicitées en traction à leur base.

Ces assises sont surjetées aux retraites (phénomène de prise et thermique), qui provoquant une fissuration transversale remontant au travers et de la couche de roulement. Lorsqu'une couche de liaison est prévue, elle permet de retarder la montée des fissures de retrait vers la surface.

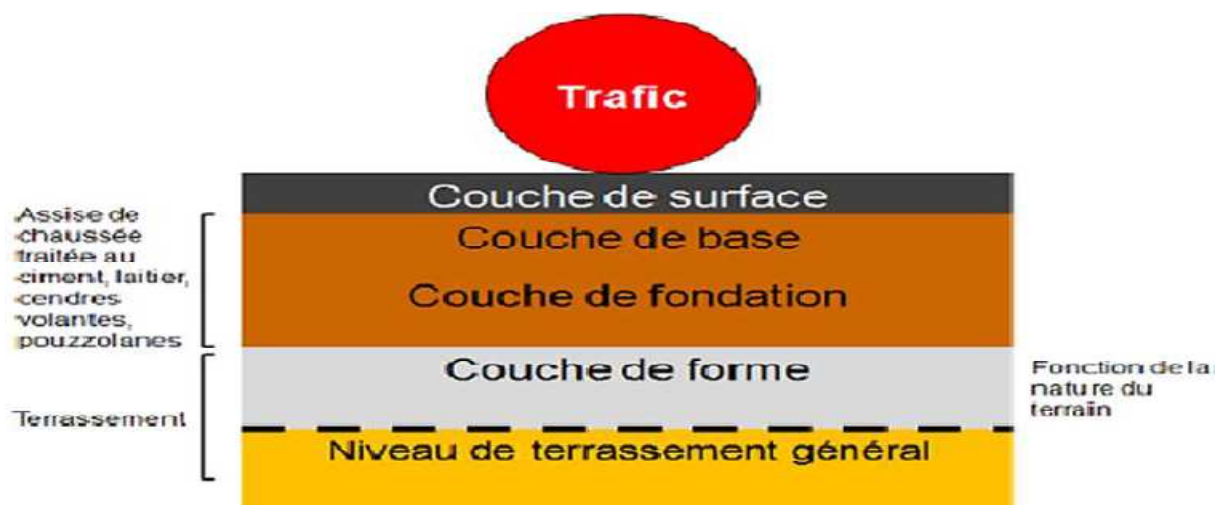


Figure I.8 : Structure type d'une chaussée semi rigide.

I.5.4. Les chaussées bitumineuses épaisses

Dans ce type de structure, l'épaisseur des matériaux bitumineux est supérieure à 12cm. les couches de surface et de base sont en matériaux bitumineux. La couche de fondation peut être en bitumineux ou en grave non traité.

I.5.4.1. Mode de fonctionnement

La rigidité des couches en matériaux bitumineux permet de diffuser en les atténuant fortement les contraintes verticales transmises au support de chaussée.

Les contraintes verticales dues au trafic sont reprises en traction-flexion par les couches bitumineuses la plus profonde, lorsque les interfaces des différentes couches sont collées. Par contre, lorsque les couches sont décollées, chacune d'elles se trouve sollicitée en traction avec une plus grande amplitude et peut rompre prématurément par fatigue.

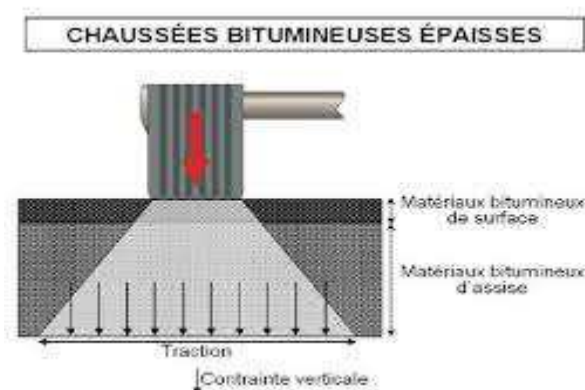


Figure I.9: Chaussées bitumineuses épaisses.

I.5.5. Les chaussées mixtes

Elles sont composées d'une couche de roulement et d'une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Le rapport K de l'épaisseur des matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de l'ordre de 0,5. Ces structures allient le comportement des deux types de matériaux et limite la vitesse de remontée des fissures. Elle constitue un support de faible déformabilité pour les couches supérieures de matériaux bitumineux. La faiblesse de ces structures tient dans la sensibilité des interfaces à la dilatation différentielle, les couches peuvent alors se décoller et les couches supérieures supporter des contraintes qui produisent leur destruction.

I.5.5.1. Mode de fonctionnement

La grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques permet de diffuser et d'atténuer les contraintes transmises au support de chaussée. Les couches bitumineuses ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche de fondation.

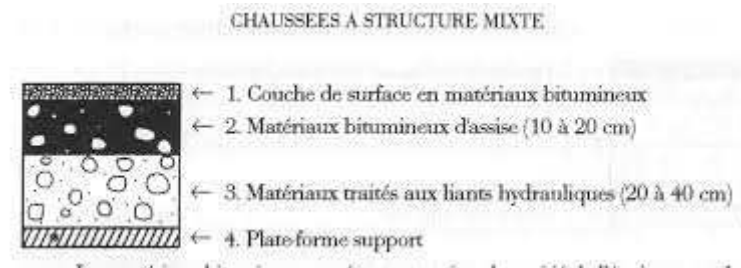


Figure I.10: Structure mixtes.

I.5.6. Les chaussées à structure inverse

Leur structure est composée de couches bitumineuses (surface et une couche d'assise) sur une couche de GNT (de 10 à 12 cm d'épaisseur) reposant sur une couche de fondation en MTLH. L'interposition d'une couche granulaire (absente de la structure mixte comportant également une couche de matériaux traités au liant hydrocarboné et une couche de MTLH) permet de réduire efficacement la vitesse de remontée des fissures. Cette structure est une configuration utilisée pour les chaussées auto routières.

I.5.6.1. Mode de fonctionnement

La rigidité élevée des matériaux traités aux liants hydrauliques permet d'atténuer fortement les contraintes verticales dues au trafic, qui sont transmises au support de chaussée.

Le grave non traitée (GNT) permet de ralentir la remontée des fissures de retrait des matériaux traité aux liants hydrauliques.

La rigidité des couches bitumineuses (couches de surface plus couche de base) permet de diffuser en les atténuant les contraintes verticales transmises à la couche intermédiaire en grave non traitée. Les couches bitumineuses permettent également de retarder la remontée des fissures transversales.

Parmi les différents types de chaussées cités ci-dessus trois sont utilisées en Algérie et dans les pays subsahariens à savoir : **Souple, Rigide et semi-rigide.**



Figure I.11. :Structure type d'une chaussée inverse.

I.6. Dégradation des chaussées

A la base de toute stratégie d'entretien figure généralement un relevé des dégradations de surface et une interprétation associée.

En effet, la dégradation de surface constitue dans la plupart des cas, un des indicateurs les plus précoces et les plus sensibles de l'évolution des caractéristiques structurelles et de surface des chaussées.

Pour que le relevé de dégradations soit le plus efficace possible, il est nécessaire de bien définir les dégradations et leur niveau de gravité.

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté des généralités sur les chaussées, les différentes couches constitutives, les principaux types de chaussées qui existent. Dans le chapitre suivant on va s'intéresser au contexte géologique de la région de prélèvement des échantillons.

Chapitre II

Contexte géologique

II.1.Introduction

Les granulats utilisés dans les techniques routières peuvent être naturels ou artificiels. Ils sont dits naturels lorsqu'ils sont issus de roches meubles ou massives, extraites in situ, et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique. On les qualifie d'artificiels lorsqu'ils proviennent soit de la transformation thermique de roches, minerais et déchets, soit de la démolition d'ouvrages divers. Le rôle des granulats est d'abord mécanique. Ils sont choisis pour leur résistance aux usages, leur taille, leur origine et leur répartition afin de supporter au mieux les usages attendus. Les matériaux granulaires constituent environ 95% de la masse de l'enrobé (80-85% du volume).

II.1.1.Généralités et historique de La dorsale kabyle

C'est Ficheur (1901) qui a qualifié cette unité de chaîne liasique. Glangeaud (1932) la qualifie de chaîne calcaire. C'est la zone Ic de Glangeaud(1932). Se basant sur le matériel de cette unité, Durand Delga (1969), propose de supprimer le terme de chaîne calcaire. Cette chaîne ne contient pour lui de calcaire que ceux du Lias et de l'Eocène qui déterminent les hauts reliefs. Pour éliminer toute possibilité de confusion, il Cour auprès de Géologie de l'Algérie 2ème année géologie lui propose de remplacer ce terme par celui de Dorsale kabyle. Pour lui "C'est une épine dorsale limitant conventionnellement les zones internes des zones externes de l'orogène périméditerranéen". Son équivalent au Maroc est la dorsale rifaine (Haouz, dorsale s.s et Bokoya) Fallot (1933), La dorsale de Bouzegza Amroune, Téfiiani (1969). Durand Delga (1980) utilise le terme de dorsale maghrébine pour désigner la dorsale kabyle qui représente la couverture mésozoïque et paléogène de la marge sud des massifs internes. On distingue d'après les faciès sédimentaires du Lias, une dorsale interne, une dorsale médiane et une dorsale externe. Celles-ci sont tectoniquement superposées et paléogéographiquement distinctes. Cette distinction se fait aussi pour les dorsales interne et médiane au niveau des formations crétacées supérieures et éocènes. Certains faciès, considérés très externes et ayant des affinités avec les flyschs, ont été définis comme appartenant à une zone prédorsalienne (Didon et al., 1973). Dans l'unité de Merkella (Naak et al., 1990) Certains auteurs incluent les formations paléozoïques dans la dorsale kabyle (Durand Delga, 1969), par contre d'autres excluent tout terme paléozoïque de cette dorsale (Raoult, 1974).

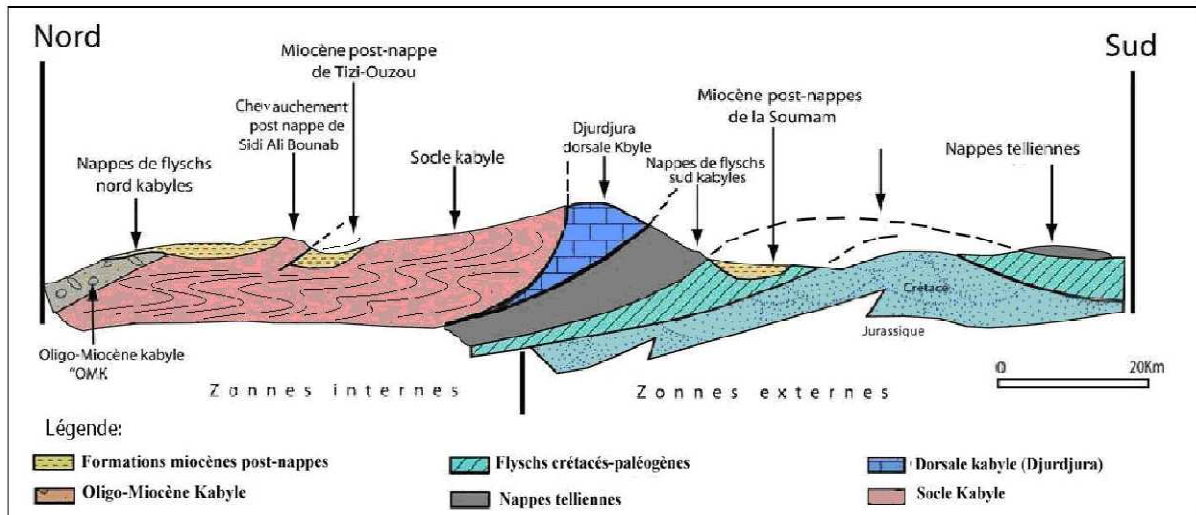


Figure II.1 : Coupe synthétique et interprétative N-S de la partie centrale du domaine tellien (Durand Delga et al., 1969 ; modifiée par Aïte, 1994)

II .2.Contexte géologique

Géologiquement le territoire de la wilaya de Tizi Ouzou d'après Ziani et Arkoub (1994), s'inscrit dans l'orogénèse alpine périméditerranéenne de la chaîne littorale d'Afrique du Nord.

Les terrains qui affleurent sur ce territoire sont :

1. Le socle kabyle et sa couverture paléozoïque ;
2. La dorsale kabyle ;
3. L'oligo-miocène kabyle ;
4. Les nappes de flyschs ;
5. Le miocène post-nappe ;
6. Le quaternaire.

II .2.1.Le socle kabyle

Il est constitué de terrains métamorphiques qui affleurent en grande partie dans la zone centrale et Sud de la Wilaya de TIZI OUZOU, à la limite des flancs Nord du Djurdjura. Cette unité se subdivise en trois ensembles structuraux, superposés de bas en haut :

- Un socle gneissique fortement métamorphique.
- Une série de schistes satinés, faiblement métamorphique, la base de cette série comporte, de haut en bas des marbres, des quartzites, des sericitoschistes et des amphibolites.
- Des schistes argileux et silteux, peu ou pas métamorphique.

II .2.2.La Dorsale kabyle

La chaîne du Djurdjura constitue le tronçon le plus important de la Dorsale Kabyle. Elle forme une barrière entre les formations du socle métamorphique au Nord et celle du crétacé tellien au Sud.

Ce sont des formations calcaires liasiques ou localement ceux de l'Eocène qui déterminent ses principaux reliefs.

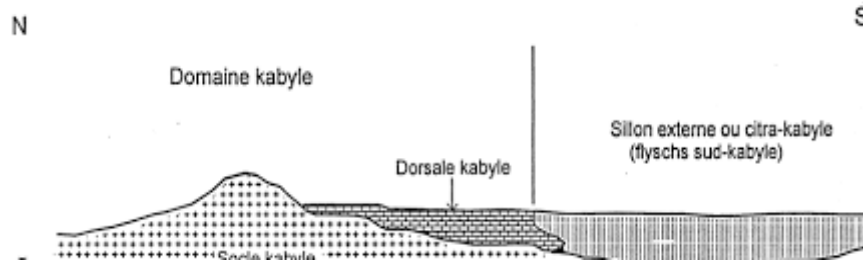


Figure II.2 : La dorsale Kabyle.

II .2.3.L'oligo-Miocène Kabyle

Il est constitué de terrains métamorphiques qui affleurent en grande partie dans la zone centrale et Sud de la Wilaya de TIZI OUZOU, à la limite des flancs Nord du Djurdjura.

Cette unité se subdivise en trois ensembles structuraux, superposés de bas en haut :

- Un socle gneissique fortement métamorphique.
- Une série de schistes satinés, faiblement métamorphique, la base de cette série comporte, de haut en bas des marbres, des quartzites, des sericitoschistes et des amphibolites.
- Des schistes argileux et silteux, peu ou pas métamorphique.

II .2.4.Les nappes de flysch

Elles sont à matériel crétacé et nummulitique et s'empilent en couches pelliculaires, charriées sur les zones externes, et plus rarement sur les zones internes, comme c'est le cas pour le Nord de la Kabylie.

Dans ces unités structurales on classe les : flyschs numidiens ; les flysch massyliens, le flysch du haut Sebaou-Azazga, le flysch de port Gueydon et le flyschmauretarien.

II .2.5.Le Miocène post-nappe

Les terrains de cet ensemble géologique occupent un vaste synclinorium qui s'étend sur près de 80 m d'Est en Ouest (TiziOuzou se place au centre du bassin). A l'Est, il arrive jusqu'au méridien d'Azazga.

Il est représenté par des conglomérats (100 à 250 m) ; une formation molassique grésomarneuse (250 m) et une formation argileux marneuse (500 m au maximum).

II .2.6. Le quaternaire

Il est représenté par des faciès variés ; dans les vallées il se développe des cailloutis grès polygènes, gravelelites et aleurolites qui occupent ces espaces.

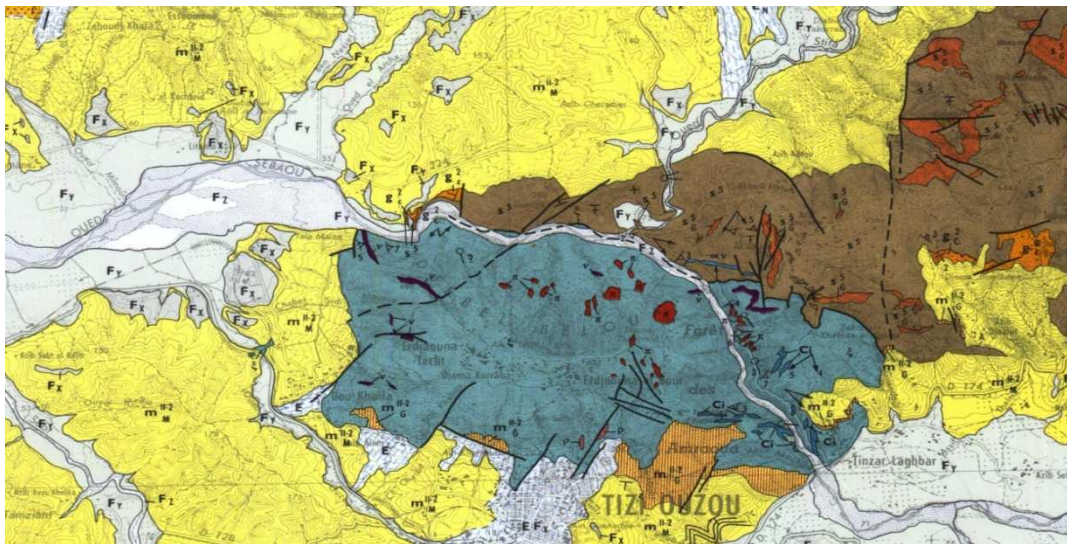


Figure II.3 :Carte géologique de TiziOuzou
(Extrait de la carte géologique de dellys-tiziouzu, échelle 1/50 000)

II.3.1. - Généralités sur les calcaires

3.1.1. - Historique et Définition

Les calcaires sont des roches sédimentaires, troisièmes plus abondantes après les schistes et les grès, composées surtout de carbonate de calcium (CaCO_3), mais également de carbonate de magnésium. Quand le calcaire comporte une proportion non négligeable d'argile, on parle plutôt de marne. Les calcaires se forment par accumulation de restes d'animaux marins à tests calcaires. Le calcaire est reconnaissable par sa teinte blanche et le plus souvent la présence de fossiles. Il est à la base de nombreux matériaux. La craie est une roche calcaire constituée par une accumulation de tests de Coccolithophoridés (protozoaires à tests calcaires)

dans la zone de suintement pélagique. La calcite est le polymorphe d'origine secondairement géologique du carbonate de calcium. Le polymorphe d'origine primairement biogénique est l'aragonite.

Les terrains calcaires sont le plus souvent karstifiés (modelés par la dissolution et l'érosion dues aux eaux de ruissellement et d'infiltration). Ces formes d'évolution se manifestent par des grottes, gouffres, cavons, lapiaz et autres formes dites karstique.



Figure II.4 : Roche calcaire.

3.1.2. Formation des calcaires

Les calcaires se forment par précipitation de carbonate de calcium à partir du bicarbonate ($(\text{CO}_3)_2\text{CaH}_2$) dissous dans l'eau; cette précipitation est favorisée par certains facteurs physico-chimiques : augmentation de la température de l'eau ou baisse de la teneur en dioxyde de carbone, chute de la pression, etc. Ainsi, les dépôts marins calcaires ne s'effectuent actuellement que dans les régions chaudes et jusqu'à une profondeur limite au-dessous de laquelle la calcite est remise en solution.

Cette précipitation suit la réaction :

1. Cette précipitation est facilitée par les organismes à coquille ou carapace (mollusques, oursins, coraux, algues planctoniques, etc.), par la respiration des êtres vivants, ou par le brusque dégazage des eaux. Les calcaires issus directement de la précipitation du carbonate de calcium sont relativement rares: ce sont les stalactites, les travertins, les calcaires oolithiques formés de globules millimétriques de calcite précipitée autour d'un noyau en mouvement. Le plus souvent, les calcaires proviennent de l'accumulation, sur place ou après transport, de débris d'organismes calcaires noyés dans un ciment calcaire.

2. Il existe plusieurs modes de formation des roches calcaires :

3. La lente sédimentation et/ou l'accumulation des éléments microscopiques obtenus par précipitation et leur consolidation par la diagenèse, aboutit à la formation de la roche calcaire. Ces calcaires sont fréquemment fossilifères.

4. Le brusque dégazage d'une eau souterraine arrivant à l'air libre ou soumise au prélèvement par des végétaux du CO₂, peut provoquer une précipitation produisant, selon les circonstances, des travertins ou des stalactites et stalagmites. Ces calcaires constitués en milieu continental sont rarement fossilifères.

5. Par action des êtres vivants (calcaires biogènes). Ils peuvent résulter d'une forte accumulation de coquilles ou de carapaces calcaires (intacte ou en débris), par exemple la craie, ou les êtres bio fabriqués (calcaire récifal). Ils sont toujours fossilifères.

6. Par érosion (calcaire détritique) : les brèches calcaires ou ophicalcite.

II .4. Caractéristiques physiques et chimiques

II .4.1 - Caractéristiques physiques

Du fait des usages dans le bâtiment et les travaux publics, les caractéristiques mécaniques des calcaires sont importantes, d'autant que très variables.

Les calcaires peuvent être soit particulièrement adaptés, soit inutilisables. On les soumet à divers essais : la résistance à l'usure par frottement mesurée par l'essai Micro Deval en présence d'eau et l'essai de résistance aux chocs (aptitude à se casser) par l'essai Los Angeles.

II .4.2- Caractéristiques chimiques

Le calcaire peut être identifié, car il peut être dissous par les acides tels que l'acide chlorhydrique en solution, l'acide éthanóïque ou acétique contenu dans le vinaigre ou encore par l'acide tartrique (il forme alors du tartrate de calcium et du CO₂). Le chauffage, à peu près de 900 °C, produit de l'oxyde de calcium ou de la chaux vive avec du dégagement de CO₂. Cette chaux vive réagit vigoureusement avec l'eau pour produire la chaux éteinte ou hydroxyde de calcium. Des suspensions de chaux dans l'eau (eau de chaux) rependues sur les murs (chaulage) réabsorbent le CO₂ de l'air et les couvrent d'une couche de carbonate de calcium.

II .4.3- Composition minéralogique

Il se compose d'au moins 70 % de calcite et peut contenir de la silice, de l'argile et de la matière organique mais aussi d'autres minéraux dont les plus courants sont la dolomite, l'aragonite et la sidérite, qui influent sur sa couleur. Généralement blanc, le calcaire existe aussi dans des teintes de jaune, gris, brun ou même noir.

II .4.4-Classification des calcaires

Une classification rigoureuse des roches calcaires est difficile à établir en raison du nombre des facteurs qui interviennent dans leur genèse. On peut les classer d'après le milieu de sédimentation (marin, lacustre, dunaire), l'origine du carbonate de chaux (organique, détritique, chimique), les minéraux autres que CaCO₃ qu'elles renferment (calcaires, gréseux dolomitiques, marneux, glauconieux, phosphatés), la structure (compacte, concrétionnée, bréchique, granuleuse). Dans ce dernier cas, suivant la grosseur croissante des éléments, on aura les calcilutites (jusqu'à 0,05 mm), les calcarénites (de 0,05 à 2 mm) ou sables calcaires, les calcirudites (au-dessus de 2 mm); le ciment (ou matrice) est constitué soit par la boue calcaire consolidée (micrite), soit par de la calcite cristallisée (sparite). La boue microcristalline micritique peut constituer à elle seule une roche, la micrite.

II .5.Classification de Dunham (1962)

Tableau II.1 :Classification de DUNHAM(1962)

Original components not bound during deposition						Original components bound
Contains micrite (clay and fine silt-size carbonate)				Lacks micrite and is grain-supported	May or may not contain micrite supported by >2mm component	
Micrite-supported		Grain-supported				Grainstone
Less than 10% grains	More than 10% grains					
		>10% grains >2mm				
Mudstone	Wackestone	Floatstone	Packstone	Grainstone	Rudstone	Boundstone

La classification de Dunham présente l'avantage de mettre l'accent sur des propriétés structurales particulièrement significatives pour l'interprétation des environnements de dépôts. La nomenclature est simple et descriptive.

Les divisions de textures les plus utiles dans les roches carbonatées sont basées sur l'abondance des éléments figurés (grains) et la présence d'une matrice ou d'un ciment. Dunham reconnaît cinq classes :

Mudstone: Calcaire essentiellement constitué de micrite et contenant 10% d'éléments figurés.

Wackestone: Calcaire dont 10% au moins est d'éléments figurés généralement non jointifs, baignant dans une matrice de micrite.

Packstone: Roche calcaire dont les éléments figurés sont tous jointifs, avec toutefois un peu de matrice micritique intergranulaire.

Grainstone: Roche calcaire dont les éléments figurés sont jointifs, reposant les uns sur les autres. Le ciment intergranulaire, peu abondant est spathique.

Boundstone: Roche dont les composants originaux ont été liés entre eux au moment du dépôt et demeurent en position de vie.

II .6.Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description des sols de la Grande Kabylie en général et les calcaires en particulier.

Nous avons utilisé pour cela différentes échelles d'étude, permettant de montrer les différents minéraux constitutifs et les différents essais les caractérisant.

Le chapitre suivant introduit la partie expérimentale de cette étude, il comporte la caractérisation et l'identification réalisées au laboratoire sur certains des calcaires de la Grande Kabylie (wilaya de Tizi-Ouzou) présentés dans ce mémoire.

Chapitre III

Identification des matériaux

III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'identification des matériaux étudiés (Calcaire) et les protocoles expérimentaux des expériences effectuées. Toutes les analyses ont été réalisées au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil pour les quatre échantillons de calcaire prélevés dans les différents sites situés à la wilaya de TIZI OUZOU.

III.1.1 Le calcaire

III.1.1.1. Définition

Les calcaires sont des roches sédimentaires, tout comme les grès ou les gypses, ils sont inégalement résistants, plus ou moins perméable, et susceptibles d'être attaqués par dissolution si l'eau qui les baigne est riche en gaz carbonique.

Les calcaires sont composés majoritairement de carbonate de calcium CaCO_3 , mais aussi de carbonate de magnésium MgCO_3 . Ces roches carbonatées ont une grande importance du point de vue géologique et économique.

Les calcaires sont utilisés sous des formes granulométriques diverses en agrégats et en moellons ou micronisés. Ils sont également utilisés sous différentes formes chimiques :

- CaCO_3 (calcaire)
- Ca (chaux vive)
- $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (chaux hydratée ou chaux éteinte)

(Calcaire = pierre à chaux $\text{CaCO}_3 \Rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ à $600-800^\circ\text{C}$)

L'utilisation du calcaire sous ces différentes formes couvre des domaines très variés :

- Routes et génie civil.
- Bâtiments.

III.2 Formation du calcaire

Le calcaire est une roche sédimentaire qui se forme essentiellement en milieu marin, par accumulation des débris de coquilles. Certains organismes marins utilisent le calcium dissout dans l'eau (Ca^{2+}) et hydrogénocarbonate (HCO_3^-) pour former leurs coquilles. Ces coquilles seront constituées de carbonate de calcium (CaCO_3)



Il existe plusieurs modes de formation des roches calcaires, ou roches carbonatées :

- Par précipitation (calcaire chimique):
- La lente sédimentation et/ou l'accumulation des éléments microscopiques obtenus

par précipitation, et leur consolidation par la diagenèse, aboutit à la formation de la roche calcaire. Ces calcaires sont souvent fossilifères;

- Le brusque dégazage d'une eau souterraine arrivant à l'air libre (grotte, source) ou soumise au prélèvement par des végétaux du CO₂, peut provoquer une précipitation localisée produisant, selon les circonstances, des travertins, ou des stalactites et stalagmites. Ces calcaires formés en milieu continental sont rarement fossilifères;
- Par action des êtres vivants (calcaire biogène). Ils peuvent résulter d'une forte accumulation de coquilles ou de carapaces calcaires (intactes ou en débris), comme la craie, le tuffeau, ou être bio construits (calcaire récifal). Ils sont toujours fossilifères;
- Par érosion (calcaire détritique), par exemple les brèches calcaires ou ophicalcite.
- Les massifs calcaires, sous l'effet de l'action de l'eau, vont acquérir un modelé dit karstique.

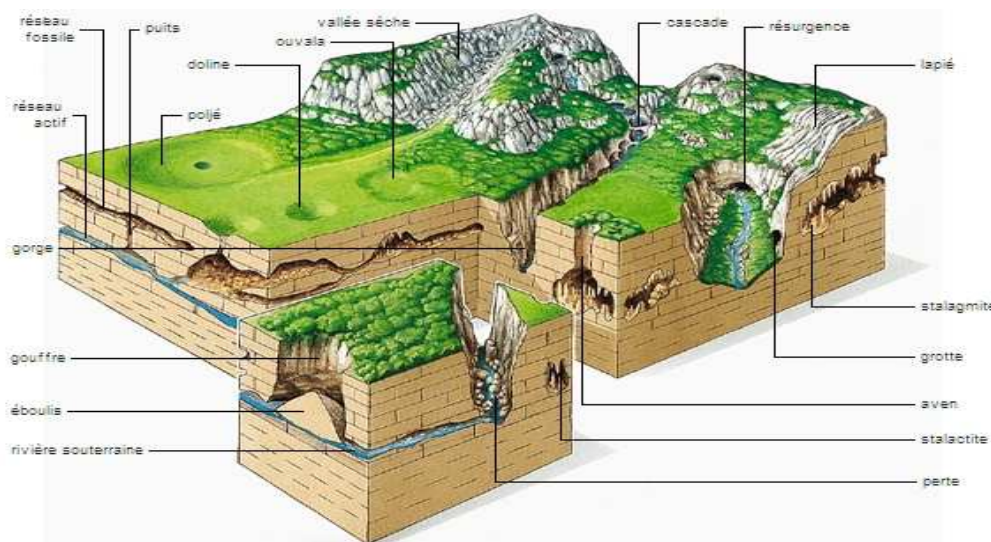


Figure III.1 : Formation du calcaire (relief karstique).

(https://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Relief_karstique/1002991)

III.2.1 Localisation géographique du calcaire dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Le territoire de la wilaya de Tizi-Ouzou (Grande Kabylie) s'inscrit du point de vue géologique, dans l'orogénèse alpine périméditerranéenne de la chaîne littorale de l'Afrique du nord. Les formations qui affleurent sur ce territoire sont : le socle Kabyle (schiste, micaschiste, gneiss et granite). La dorsale Kabyle (chaînes calcaires et des calcaires dolomitiques). L'oligo-miocène Kabyle (conglomérats à la base puis des calcaires et des schistes). Le Quaternaire (dépôts d'alluvion anciens et récents sous forme de terrasses alluviales emboîtées et étagées). Les nappes de flyschs (Alternance marno-calcaires avec des bancs de grés et mélange de bancs marno-calcaires et degrés).

Et le Miocène post-nappe dans lequel s'inscrit le bassin de Tizi- Ouzou. Ce dernier est une cuvette synclinale dans laquelle s'est empilée une série marneuse très épaisse comportant dans certains cas des conglomérats et des molasses grés-marneuse. L'ensemble est d'âge Burdigalien basal (Langhien) à Serravalien (Benhassaine, 1980).

- **Massif d'Azrou** : Où affleure des calcaires intéressants pour granulats, d'ailleurs cette substance y est exploitée pour ces derniers. Au sud de ce massif, il existe toute une série de crêtes d'altitude 1600m à 1956m, formées de roches dolomitiques, qui se poursuivent jusqu'au col de Tirourda.
- **Massif d'Adrar Timesouin** : Au nord- est de Tizi – N'Kouilal, affleurent tout le long de la route des formations de calcaire dolomitique à relief peu accidenté. A la base de ces crêtes, les roches se débitent en blocs moyens à gros ; ces zones constitueraient des réserves non négligeables, pour matières premières à granulats.

Il existe deux gisements de calcaire jurassique dans la wilaya de Tizi-Ouzou (**Bouadnane-Azerou Tidjer**) qui sont à présent en activité. On les exploite dans un volume restreint pour des agrégats et des pierres de taille.

III.3. Les différents sites de prélèvement des matériaux étudiés

Les calcaires utilisés dans cette étude ont été prélevés au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou dans le district de Mekla sur les 3 sites suivants : el maharoune, ait khelili, Tizi bouamane et le site N° 4 situé à el hamame à Larbaa Nath irathen indiqués sur les 4 figures suivantes :



Figure III.2: Site 1 EL Maharoune (mekla).



Figure III.3 : Site 2 ait khelili (mekla).



Figure III.4 : Site 3 Tizi bouamane (mekla).



Figure III.5: Site 4 El hammam à Larbaa Nath irathe

III.4. Caractéristiques physiques et minéralogiques

III.4.1 Caractéristiques physiques

III.4.1.1 Essais d'identification

Après concassage manuel des blocs de calcaire, une série d'essais d'identification a été réalisée au laboratoire pour déterminer ses caractéristiques physique, chimique et minéralogique.

III.4.1.2 Teneur en eau naturelle w % (NF P 94 – 050)

La teneur en eau est obtenue par pourcentage d'eau contenue dans le sol rapporté au poids du sol sec, elle est déterminée selon la norme française NF P94-050 (méthode par étuvage).

La détermination de cette teneur consiste à étudier une quantité représentative de matériau (calcaire) à l'état naturel à une température de 105 °C pendant 24 heures.

Elle est obtenue, pour un volume donné, par la mesure de la masse d'un échantillon du sol humide M_h et la masse de cet échantillon après séchage M_d .

Dont la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

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

Avec :

M_d : Masse du matériau sec

M_h : Masse du matériau humide

W : Teneur en eau.

Tableau 1.III : Teneur en eau de matériau étudiée.

Les Sites	Teneur en eau w (%)
Site 1 EL Maharoune	1.01
Site 2 Ait khelili	1.03
Site 3 Tizi bouamane.	1.31
Site 4 El hammam à LarbaaNathirathe	1.81

➤ Interprétation des résultats

Les calcaires présentent des teneurs en eau très faibles, donc ils donnent des faibles quantités d'eau même à l'état humide, ceci signifie que ces matériaux sont granulaires non argileux.

III.4.1.3 Masse volumique du sol sec ρ_d (NF P 94 – 064)

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-064.

L'échantillon est pesé à l'air libre, puis à établir une deuxième pesé après paraffinage et reposer le tout plongé dans l'eau.



III. Étape de la pesée hydrostatique.

On détermine la masse volumique par l'équation suivante :

$$\rho_d = \frac{M_r}{\frac{M_{rp} - M'_{rp}}{\rho_w} - \frac{M_{rp} - M_r}{\rho_p}}$$

Avec :

M_r : Masse de la roche.

M_{rp} : Masse de la roche paraffinée à l'air libre.

M'_{rp} : Masse de la roche paraffinée dans l'eau

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

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

III.4.1.4 Présentation des résultats

Tableau III.2 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.

Sites	ρ_d (g/cm ³)	Appréciation
site 1 el maharoune	2.784	Dense
site 2 ait khelili	2.753	Dense
site 3 tizi bouamane.	2.661	Dense
site 4 el hammam à larbaa nath irathe	2.693	Dense

Tableau III.3 : Classification les masses volumiques sec.

$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	Appréciation
<1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
>1.8	Dense

On se réfère au tableau 3.III, on constate que les calcaires utilisé sont denses.

III.4.1.5 Masse volumique humide ρ_h (NF P 94 – 053)

La masse volumique humide est calculée par la loi suivante :

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

Avec : w : Teneur en eau du matériau

ρ_d : Masse volumique sèche.

Les résultats de la masse volumique humide sont présentés dans le tableau III.4

Tableau III.4: masse volumique humide ρ_h

Sites	ρ_h (g/cm ³)
site 1 el maharoune	2.831
site 2 ait khelili	2.793
site 3 Tizi bouamane.	2.694
site 4 el hammam à larbaa nath irathe	2.731

Remarque

« Une fois la teneur en eau w, la masse volumique des grains solides et la masse volumique de l'échantillon de sol ρ_h déterminés, il est facile de calculer la masse volumique du sol sec, l'indice des vides e et degré de saturation S_r ».

III.3.1.6 Détermination de la masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054)

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau distillée ou déminéralisée, de la masse volumique des grains solides de sol. Elle s'applique sur échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.

L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesé. Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particules solides.



Figure7.III.La densité des particules solides.

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

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

Avec :

m1 : masse du pycnomètre vide + bouchon

m2 : masse du pycnomètre + bouchon + échantillon

m3 : masse du pycnomètre + bouchon + eau + échantillon

m4 : masse du pycnomètre + bouchon + eau

ρ_w : Masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m³

Les résultats obtenus pour l'essai sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Masse volumiques des grains solides

Site	ρ_s
site 1 el maharoune	2.81
site 2 ait khelili	2.79
site 3 tizi bouamane.	2.69
site 4 el hammam à larbaa nath irathen	2.72

III.4.1.7 Indice des vides(e)

Indice des vides noté « e » est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume des vides et le volume solide. L'indice des vides exprime la compacité de l'arrangement granulaire d'un sol.

Un faible indice des vides correspond à une faible proportion de vide dans un sol, donc un arrangement granulaire compact. L'indice des vides est défini par la relation suivante :

$$e = V_v / V_s$$

Ou bien avec la relation suivante :

$$e = (\rho_s / \rho_d) - 1$$

« L'indice des vides peut être supérieur à 1, il varie généralement entre 0,1 et 5. Mais il peut atteindre des valeurs importantes ($e > 10$) pour certains sols. Il est exprimé sans unité ou en pourcentage(%) ».

Tableau III.6.indice des vides

Site	Indice des vides(e)
site 1 el maharoune	0.0093
site 2 ait khelili	0.0134
site 3 tizi bouamane.	0.0108
site 4 el hammam à larbaa nath irathen	0.0100

➤ Interprétation des résultats

Dans le cas des sols étudiés, les résultats des indices des vides (voir tableau III.7) varient entre 0.0093 à 0.0134 (très petits). Les calcaires étudiés présentent des indices des vides très faibles, ce qui signifie qu'ils sont très compacts, ce qui confirme que nous sommes en présence d'un calcaire dense.

III.4.1. 8 degré de saturation(Sr)

Le degré de saturation noté Sr est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage. Un sol sec à un degré de saturation de 0% et un sol saturé en eau à un degré de saturation de 100% ;

Il peut être défini par la formule suivante :

$$Sr = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e}$$

Tableau III.7 : Interprétation des degrés de saturation établie par TERZAGHI.

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

Tableau III.8 : Degré de saturation pour les 4 sites.

Site	Sr (%)	Appréciation
site 1 el maharoune	2,55	Légèrement humide
site 2 ait khelili	2,53	Légèrement humide
site 3 tizi bouamane.	2,69	Légèrement humide
site 4 el hammam à larbaa nath irathe	2,84	Légèrement humide

➤ Interprétation des résultats

Conformément au tableau précédant d'appréciation de TERZAGHI, notre calcaire est légèrement humide. Ce résultat est justifié par la présence d'une roche dense donc très peu perméable.

Les degrés de saturation de ces calcaires sont inférieurs à 25% ce qui permet de dire qu'on est en présence de sols non saturés.

III.4.1.9 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). La porosité peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension. $n = V_v / V$

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

$$n = e/e+1$$

Tableau III.9: La porosité pour les 4 sites.

Sites	La porosité (n)
site 1 el maharoune	0.0092
site 2 ait khelili	0.0931
site 3 tizi bouamane.	0.0107
site 4 el hammam à larbaa nath irathen	0.0099

➤ Interprétation des résultats

La porosité des granulats courants est en général très faible. Cependant, la porosité est importante dans le cas des granulats légers.

III.5. Analyse granulométrique par tamisage (NF EN 933-2)

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux représentatifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 90 mm, à l'exclusion des Fillers.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulats. L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Ce sont des tamis dont les ouvertures carrées, de dimensions normalisées, sont réalisées à partir d'un maillage métallique. Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui imprime un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne des tamis.

La composition granulométrique d'un calcaire est exprimée par une courbe granulométrique qui est tracée en reportant en ordonnée, à l'échelle arithmétique les tamisât, grains exprimés sous forme pourcentage du poids total du matériau. Les diamètres des tamis sont portés en abscisse à l'échelle logarithmique.

III.5.1 Préparation des échantillons

Avant de procéder à la préparation des échantillons, les éléments de calcaire prélevés sous forme de blocs rocheux sont soumis à plusieurs opérations au laboratoire, à savoir :

Un concassage mécanique, un séchage à étuve, et puis un tamisage (NF P 18-560), de telle sorte à former une courbe granulométrique de classe 0/20 mm, délimitée par un fuseau 85(2010) et préparer les échantillons selon la courbe bleu suivante est :

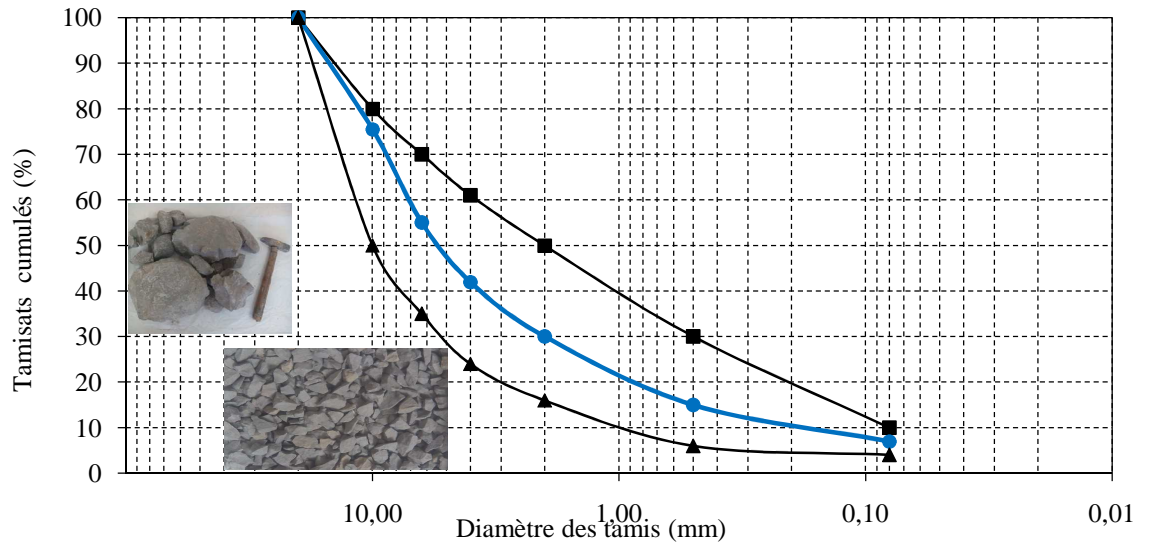


Figure .III.08 : Courbe fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13 85(2010).

Tableau.III.10 : Tableau Fuseau granulométrique de matériaux routiers selon la norme NF EN 13 .85(2010).

Diam (mm)	Tamisats cum
20,00	100,00
10,00	75,50
4,00	42,00
0,50	15,00
0,08	7,00



Figure III.09 : matériau site 4



Figure III.10 :le matériau calcaire selon la classe granulaire (0/20)du site 2



Figure III.11:Classe granulaire du site 1

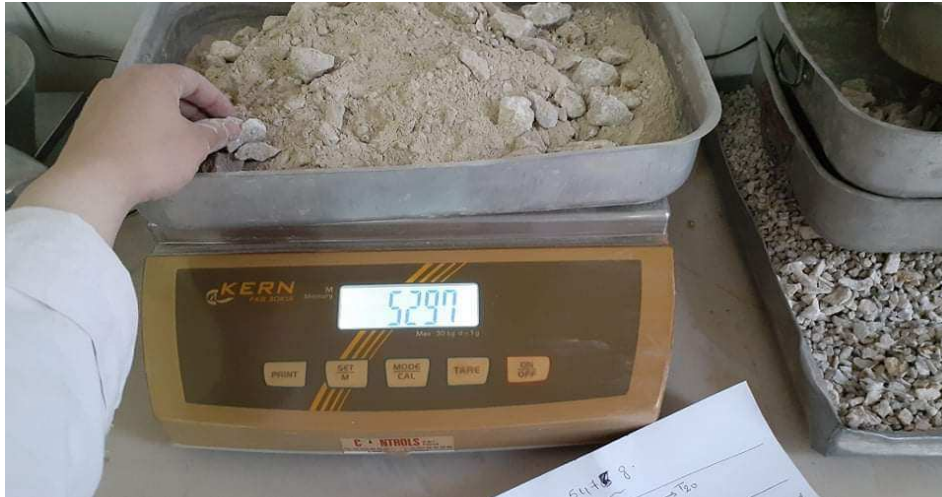


Figure III.12: classe granulaire du site 1

➤ Interprétation des résultats

Les calcaires sont des granulats d'origine minérale n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique.

Les granulats sont donc conformes aux spécifications des parties harmonisées des normes européennes qui servent de référence à leur marquage CE (EN 12620, EN 13043, EN 13139 et EN 13242).

III.5.2 Limite d'Atterberg (NF P 94-051)

III.5.2.1 Définition de la limite d'Atterberg

En géotechnique, les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Il a été établi par l'agronome suédois Albert Atterberg.

Les limites d'Atterberg représentent les teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance, à savoir,

- L'état solide (sans retrait), L'état semi-solide (avec retrait).
- L'état plastique et état liquide.

Ces limites, qui s'exprime en pourcentage, soit : la limite de retrait (W_s), la limite de plasticité (W_p) et la limite de liquidité (W_l).

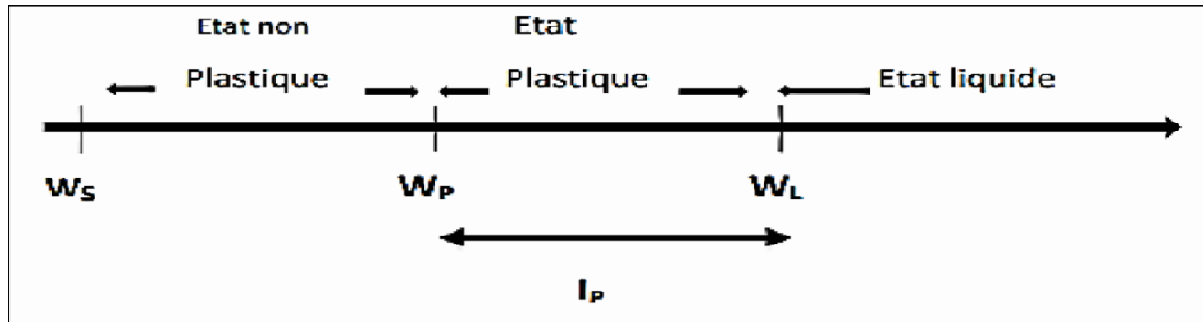


Figure .III.13 : Plages des limites d'atterberg (NF P 94-051).

III.5.2.2 Objet de l'essai

Les limites de consistances, ou limites d'Atterberg constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c'est à dire la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μm . Les limites sont définies comme suit :

- La limite de liquidité W_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- La limite de plasticité W_P qui sépare l'état plastique de l'état solide.
- La limite de retrait W_S qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

Un paramètre important déduit de la connaissance de W_L et W_P est l'indice de plasticité I_P .

$$I_P = W_L - W_P$$

L'indice de plasticité permet donc d'avoir une indication assez précise sur la nature d'un sol fin. Un I_P élevé correspond à un sol argileux, dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau. Un I_P faible correspond à un sol peu argileux, moins sensible aux variations en teneur en eau

- Limite de liquidité W_L

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans lequel on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

- Limite de plasticité W_P

On forme une boulette à partir de la pâte préparée, puis on roule la boulette sur plaque lisse, à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre.



Figure III.14:essai limite de liquidité (WL).(NF P94-051)

- L'indice de plasticité IP

Représente la différence entre les limites de liquidité et de plasticité ; il définit donc l'étendue du domaine plastique.

III.5.2.3 Appareillage

Appareil de Casa grande.

- Balance.
- Etuve ventilé.
- Planche à rouleaux.
- Capsule en verre.
- Spatules.
- Mortier et pilon en porcelaine.



Figure 15.III :Limites d'ATTERBERG _ NF P 94-051.

- La limite de liquidité est par définition la teneur en eau qui correspond à une fermeture à 25 chocs.

- Le calcul, soit par la formule suivante :

$$WL = W (N/25)^{0,121}$$

Avec :

W : La teneur en eau au moment de l'essai.

N : Nombre des coups correspond à la fermeture.

III.5.2.4 La classification des sols

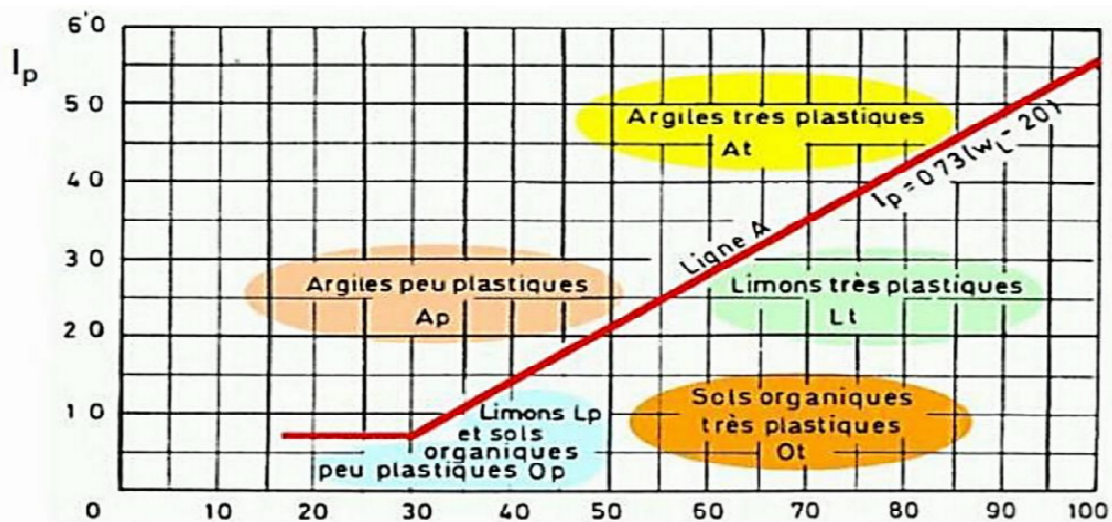


Figure 16.III : Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C.).

➤ Présentation des résultats et interprétation des résultats

Après plusieurs tentatives, la limite de liquidité et de plasticité n'ont pas pu être déterminé (Non mesurables), c'est-à-dire que nous n'arrivons pas à avoir de pâtes cohérentes en présence d'eau.

La limite de liquidité et de plasticité sont non mesurables car nous avons remarqué que le matériau à des fines plutôt sableuses et granulaires et ne présente pratiquement aucune cohésion entre les grains même en présence d'eau. Donc il n'existe pas de domaine plastique pour ce matériau.

III.6. Essai d'équivalent de sable (p18-598)

L'équivalent de sable (ES) est un essai qui permet de mesurer la propreté du sable. Est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 5 mm. 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 flocculent .

➤ **Expression des résultats**

- L'équivalent de sable est donné par formule :

$$ES = h_2 / h_1 \times 100$$

- L'équivalent de sable visuel est, dans la même condition, donnée par la formule :

$$ES = h'_2 / h_1 \times 100$$

- Ces résultats sont donnés avec une décimale ;
- La détermination portant sur deux échantillons, la propreté du sable est la moyenne des deux valeurs obtenues;
- La valeur de la moyenne est arrondie à l'entier le plus voisin.



Figure III.17 : équivalent de stade

Tableau III.11: Résultats d'essai d'équivalent de sable.

SITES	ES%
Site 1	85%
Site 2	84%
Site 3	86%
Site 4	87%

➤ **Interprétation des résultats**

Les résultats obtenus des essais équivalents de sables sont ≥ 80 cela signifie que les matériaux sont très propre et l'absence totale des fines argileuses.

III .7. ESSAI D'ÉVALUATION DES CARBONATES DE CALCAIRE CaCO_3 (NA-2789)

L'essai consiste à déterminer le dioxyde de carbone (CO_2) dégager par la réaction d'acide chlorhydrique avec les carbonates de calcium contenu dans l'échantillon de sol en axes, dans des conditions de température et de pression atmosphérique connus, par échantillon préparé pour l'essai.

Le but de l'essai est la détermination conventionnelle du pourcentage de fraction carbonatée contenue dans un sol.



Figure III.18:Essai d'évaluation des carbonates CaCO_3
Déterminer à partir de la courbe d'étalonnage la masse m_2

$$m_2 = V \times m_1 / \text{étalonnage}$$

Déterminer la teneur en calcaire total de l'échantillon CaCO_3 :

$$\text{CaCO}_3(\%) = 100 \times m_2 / m_1 \times 100(100 - H)$$

Tableau III.12: Résultats de l'essai d'évaluation des carbonates CaCO_3 .

N° site	m_1	V (cm^3)	m_2	$\text{CaCO}_3\%$
Site 1	0.3	95	0.285	95
Site 2	0,5	93	0,460	92
Site 3	0.4	92	0.368	92
Site 4	0.3	93	0.279	93

Tableau III.13: Dénomination des sols fins calcaire.

Pourcentage de CaCO_3	Dénomination
0à10	Argile
10à30	Argile marneuse
30à70	marne
70à90	Calcaire marneux
90à100	calcaire

➤ Interprétation des résultats

Selon le tableau de classification des sols fin indiqué ci-dessous.

La teneur en CaCO_3 est entre 92 et 95%, ce qui confirme effectivement que les matériaux étudiés sont des calcaires.

III.7.1 Teneur en matières organiques-(NF P 94-047)-Méthode par calcination

Au laboratoire, la teneur globale en matière organiques mesure sur le résidu passant au tamis 0,4mm, préalablement séché à 65° , que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.

Tableau III.14 : Résultats des teneurs en matières organiques.

Sites	Matières organiques MO	Désignation géotechnique
Site 1	Incolore	Sol inorganique
Site 2	Incolore	Sol inorganique
Site 3	Incolore	Sol inorganique
Site 4	Incolore	Sol inorganique

Tableau III.15: Description des sols en fonction de leur teneur en matières organiques.

Teneur en matière organique (%)	Désignation géotechnique		
0-3	Sol inorganique		
3-10	Sol faiblement organique	FO	Vase
10-30	Sol moyennement organique	MO	Sol tourbeux
>30	Sol très organique	TO	Tourbe

➤ Interprétation des résultats

La teneur en matières organiques est négligeable pour les quatre sites donc les résultats présentés sur le tableau (III.15) montrent qu'ils sont des sols inorganiques.

III.7.2. Sulfates solubles dans l'acide-selon la norme NF EN 1744-1(P18-660-1)

III.7.2.1 Principe

Les sulfates, extraits à l'acide chlorhydrique dilué à partir d'une prise d'essai du granulat, sont dosés par gravimétrie.

La teneur en ion sulfate est exprimée en pourcentage de masse du granulat.

III.7.2.2 Préparation de la prise d'essai

Concasser et réduire le sous-échantillon par étapes. Broyer ensuite et continuer à réduire jusqu'à obtenir une masse d'environ 20g passant au tamis étalon de 0,125 mm. Prendre environ 2 g de cette matière comme prise d'essai.

Si un séchage est nécessaire en cours de préparation, la température ne devra pas dépasser $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ pour éviter l'oxydation des sulfures.



Figure III.15: Détermination des sulfates solubles dans l'acide.

Tableau III.19 : Les résultats des teneurs en sulfates.

Sites	Teneur en sulfates(%)	Degré d'agressivité
Site 1	Traces	Agressivité nul
Site 2	Traces	Agressivité nul
Site 3	Traces	Agressivité nul
Site 4	Traces	Agressivité nul

Tableau III.17 : Définition des classes d'agressivité des sols en fonction de la teneur En sulfates SO_4 (norme NF P 18 - 011)

Teneur en sulfates SO_4 (%) dans les sols	Degré d'agressivité	symbole	Niveau de protection
0,24 -0,6	Faiblement agressif	A1	1
0,6 -1,2	Moyennement agressif	A2	2
1,2 -2,4	Fortement agressif	A3	2
>2,4	Très fortement agressif	A4	3

✓ Interprétation des résultats

La teneur en SO_4^{2-} est presque nul à des valeurs négligeables, donc ces quatre échantillons prélevés des différents sites de calcaires présentent des agressivités nulle selon la norme (NFP 18-011).

III.7.2.3 Chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744-1(P18-660-1)

Une prise d'essai d'un granulat est traitée à l'eau pour en extraire les ions chlore .La méthode d'analyse du soluté est basée sur le titrage de Vollard, où l'on ajoute à la solution contenant les chlorures un excès d'une solution de nitrate d'argent; la quantité n'ayant pas réagi est titrée en retour par une solution étalon de thiocyanate, en employant une solution de sulfate d'ammonium et de fer (III) comme indicateur.

Les chlorures sont exprimés et rapportés en teneur en ion chlore en pourcentage massique du granulat.



Figure III.20: Détermination des chlorures solubles dans l'eau.

Tableau III.18 : Les résultats des teneurs en chlorures.

Sites	Teneur en chlorures(%)	Degré d'agressivité
Site 1	Traces	Agressivité nul
Site 2	Traces	Agressivité nul
Site 3	Traces	Agressivité nul
Site 4	Traces	Agressivité nul

✓ Interprétation des résultats

Les résultats obtenus des quatre sites montrent qu'il y a une faible teneur en chlorures (Traces).

Tableau III .19 : Rapport d'analyse chimique sommaire.

Sites	Sulfates SO_4	Carbonates CaCO_3	Chlorures CL	Matières organiques
Site 1	Traces	95	Traces	0
Site 2	Traces	92	Traces	0
Site 3	Traces	92	Traces	0
Site 4	Traces	93	Traces	0

✓ Interprétation des résultats

Les résultats obtenus des essais chimiques sommaires des quatre sites, montrent que les calcaires étudiés ne présentent pas des risques d'agressivités. Par contre, on peut les conseiller pour utilisation dans les domaines routiers et dans les bétons hydrauliques.

III.8. Analyse minéralogique

L'analyse minéralogique peut présenter des buts multiples, entre autres, elle consiste à déterminer la nature et les proportions des constituants d'une roche.

les micas se composent de (muscovite, quartz et hydroxydes de fer) .

- Calcite

Elle se présente sous deux formes

1. En grandes cristaux ayant fréquemment une macle de biréfringence de taille variante de 0.3 à >1 mm, constituant en partie la masse de la roche.
2. En microcristaux (microgranoblastique) sa taille de 0.05 à 0.25 mm) agglutinés parfois autour des grandes cristaux.

- Mica

Très peu abondants, ils sont représentés par quelques fines lamelles de muscovite allongées groupées leurs taille est compris entre 0.1 et 0.03 mm .ils sont par fois pigmentés par des hydroxydes de fer.

La composition minéralogique des quatre sites présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Composition minéralogique des différents sites.

Sites	Calcite %	Muscovite %	Quartz %	Hydroxydes de fer %
Site 1	95	1	4	<1
Site 2	92	1	4	<2
Site 3	92	1	2	<2
Site 4	93	2	3	<1

✓ Interpretation des résultats

Le calcaire est caractérisé par la présence abondante de carbonate (calcite), il possède une structure hétérogranoblastique formée d'un assemblage de cristaux de calcite légèrement aplatis et disposée suivant une orientation préférentielle.

III. 8 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre l'origine des matériaux utilisées, leurs situation géographique, géologique et leurs zone d'études. Les résultats d'essais d'identification réalisés au laboratoire nous ont permis d'avoir une idée sur la nature physique, chimique et minéralogique des matériaux étudiés.

Ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leur comportement sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

C'est l'objet du prochain chapitre qui 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.

IV. Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

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

Le compactage d'un sol ou d'un matériau est directement liée sa portance ; cette dernière est généralement évaluée par les essais CBR avant ou après immersion. Les essais CBR sont indispensables pour tous travaux routiers et permettent le dimensionnement des chaussées.

IV.1. Généralités sur le compactage

IV.1.1. Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charge, vibration, 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. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les plates-formes et remblais routiers, les digues des barrages en terre et les pistes d'atterrissage.

Le compactage se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial ; par conséquent, la teneur en eau (w) du sol ne sera donc pas modifiée. Le poids volumique du sol (γ_h), et le poids volumique sec (γ_d) seront alors augmentés.

IV .2. Objectifs du compactage

L'objectif du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes standards, et cahiers des prescriptions spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux. Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants.

Elle consiste également à supprimer les tassements différés, soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées. A diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Et en l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc.

Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé. Durant la phase d'exploitation de la route, afin d'assurer une qualité de service satisfaisante sans entretien prohibitif. Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées du trafic et des conditions météorologiques. Pour les remblais, le tassement doit rester

faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle. Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai donnée. Les ouvrages se classent donc dans l'ordre des degrés de liberté décroissants, en matière d'emprunts, ce qui, rejaillit sur les techniques de traitement.

IV .3.Les paramètres influençant le compactage

Proctor a montré que le compactage est fonction de trois paramètres : la masse volumique du sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage et type de sol (granulométrie, minéralogie).

IV .3.1.Influence de la teneur en eau

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profil, par contre l'orsque la teneur en eau est faible l'eau a un rôle lubrifiant important, et la densité sèche augmente avec la teneur en eau.

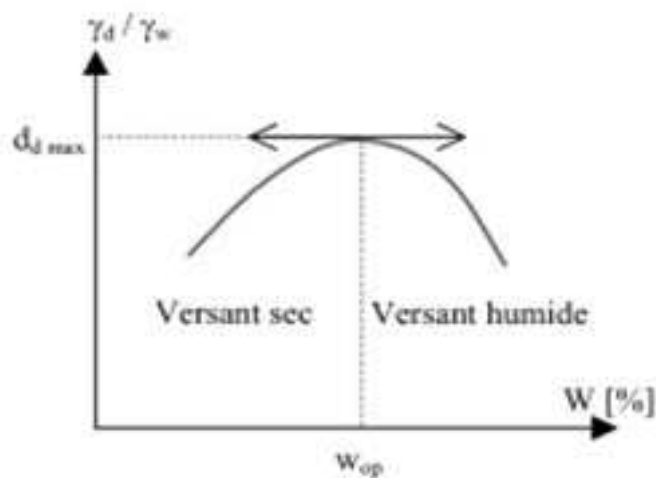


Figure IV.1 : Influence de la teneur en eau.

IV .3.2.Influence de l'énergie de compactage

Pour un matériau donné, si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique maximum augmente et les courbes deviennent plus pointues. Plusieurs auteurs montrent que la densité sèche après compactage augmente avec la charge de la roue et la pression de gonflage. Les auteurs Martinez (1980) et Gaye (1995) remarquent que la réponse des matériaux granulaires aux sollicitations cycliques qui n'atteignent pas les charges de rupture peut être de trois types :

- Adaptation : l'énergie dissipée et la déformation permanente sont nulles. La réponse du matériau est réversible et élastique ;
- Accommodation : les déformations permanentes sont stabilisées et l'énergie dissipée n'est pas nul (phénomène d'hystérésis). La réponse réversible est non linéaire ;
- Rochet : l'énergie dissipée et les déformations permanentes, augmentent avec la sollicitation jusqu'à la stabilisation ou la rupture (déformation plastique).

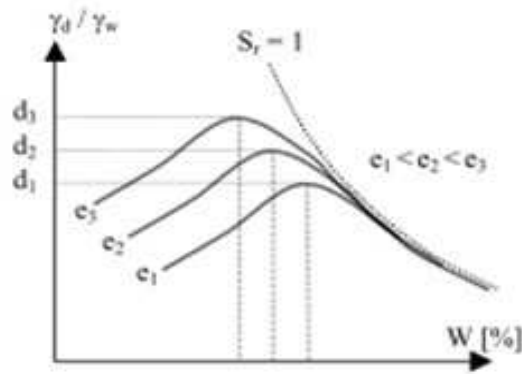


Figure IV.2 : influence de l'énergie de compactage.

IV .3. 3. Influence de la granulométrie

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par le teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants.

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

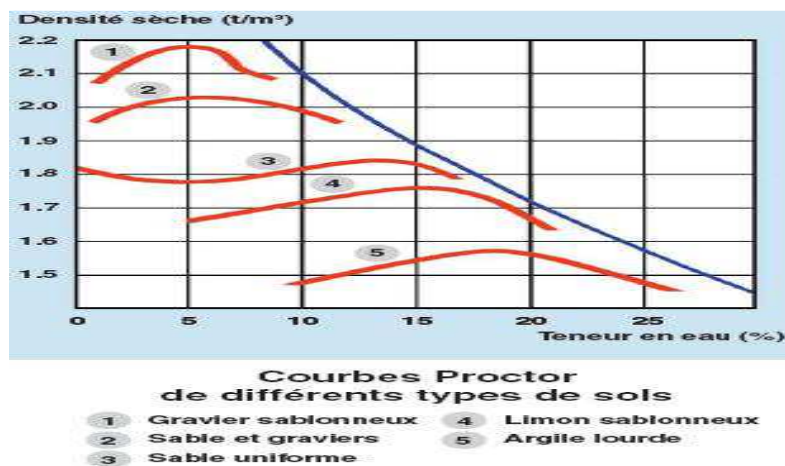


Figure IV.3 : Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

IV .4. Les conséquences du compactage

IV .4.1. La réduction des risques de tassements

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

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

Suppression des tassements différentiels : l'idéale pour l'ingénieur sera de chercher à éliminer tous tassement, mais surtout à éviter que ce tassement s'accompagne de déformation, en effet un tassement est rarement constant ; car le remblai n'est généralement pas de hauteurs égales. Ce sont donc les tassements différentiels qui sont les plus dommageables.

IV .4.2.L'élevation des caractéristiques mécaniques

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

IV .4.3.Augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne

Le resserrement des grains augmente le nombre de points de contact entre eux et par conséquent leur frottement, d'où l'angle de frottement est accru. Il augmente aussi l'efficacité des ménisques d'eau (s'ils n'entraînent pas un degré de saturation plus élevé) d'une part, et les phénomènes de surfaces paraissent d'avantage d'autre part, car la cohésion peut être fournie par les ménisques d'eau qui par tension superficielle viennent plaquer l'un contre l'autre, mais également par les phénomènes électrostatiques régnants dans l'eau plaquée à la surface des grains. (NF P 94-093, 2014.)

IV .4.4.Augmentation du module de déformation

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

IV .4.5.La diminution de l'attrition

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

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

IV .4.6.La diminution de la perméabilité

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

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

IV .5. 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.

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

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

IV .5.1.L'essai Proctor

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

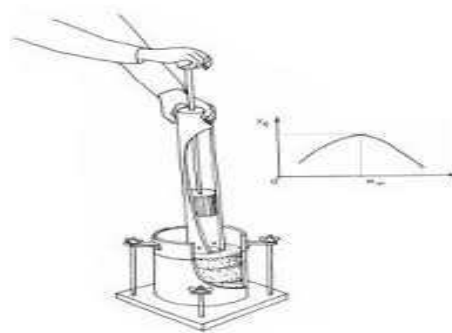


Figure IV.4. Essai de compactage.

IV .5. 1.1. 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 « les densités sèche maximum Proctor ».

IV .5. 1.2. L'essai Proctor normal

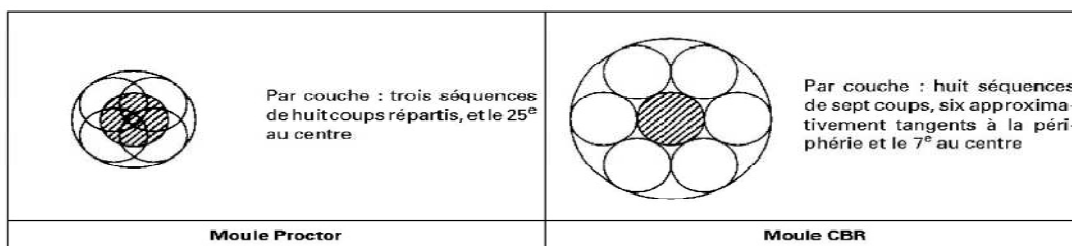
Le compactage est moyennement poussé avec une énergie de compactage faible; il est généralement utilisé pour les études de remblai en terre (barrage et digue). Le compactage a alors pour but de limiter les tassements.



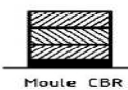


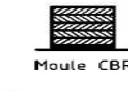
IV .5. 1.3. L'essai Proctor modifié

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 IV.1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.



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> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor normal</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>56 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	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> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor modifié</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>56 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	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	

IV .6. Essai Proctor modifié (NF P94-093)

IV .6.1. 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.

IV .6.2. 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.

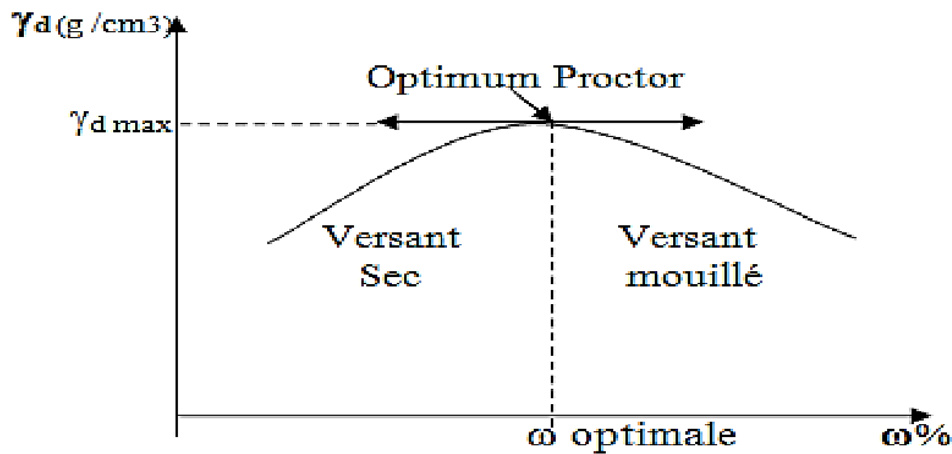


Figure I. 5: Modèle de courbe Proctor.

IV .6.3. 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 constituée par un mouton de 4.54 kg dont la hauteur de chute est de 45.7 cm.
- Une étuve.
- Une règle à araser d'environ 250 mm.
- Truelles pour le malaxage.
- Une balance sensible au gramme d'une portée maximale au moins égale à 10 kg.
- Une éprouvette graduée.
- Un bac.



Figure. IV.6 : Matériel utilisé pour l'essai Proctor.

IV .6.4. Exécutions de l'essai

- On prend 5.5 kg des matériaux calcaires (granulats routiers) préalablement Préparé qu'on verse dans un bac.
- On a joute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du mélange (les teneurs en eau doivent évoluer de 2%).
- À l'aide de la truelle on malaxe bien le mélange.
- On remplit le moule CBR normalisé en 05 couches, puis a près avoir versé chaque couche ; on compacte à l'aide de la dame Proctor modifié en 56 coups ,en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place des autres couches.



Figure IV.7 : Étape de démoulage du moule Proctor.

- Une fois le moule rempli ,on arase la face supérieure avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.
- On prélève ensuite un échantillon d'environ 100 g à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2ème échantillon du même poids environ.

-A la balance, on évalue les masses des prélèvements puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h pour en déterminer les teneurs en eau.

IV .6.5. Présentation des résultats

Une série d'essai proctor modifié a été réalisée dans la présente étude sur des échantillons De calcaire à savoir :

- Calcaire du site 1
- Calcaire du site 2
- Calcaire du site 3
- Calcaire du site 4

Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer :

- La teneur en eau ;
- Lamasse du matériau sec contenu dans le moule ;
- Lamasse 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 obtenues sont présentés ci-dessous:



Figure IV.8 : Préparation du matériau pour l'essai Proctor.

- **Calcaire (site 1)**

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le calcaire (site 1).

Echantillons	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
Echantillons1	4,30	1,91
Echantillons 2	6,15	2,04
Echantillons 3	8,05	1,94
Echantillons 4	9,90	1,79

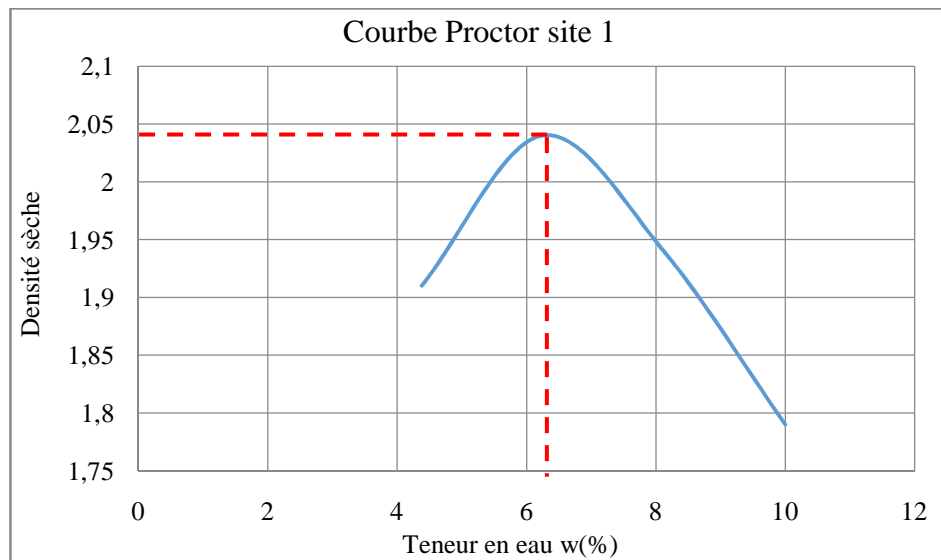


Figure IV.09 : Courbe Proctor du calcaire site 1.

- Échantillon du calcaire site 2

Tableau IV.3 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le site 2.

Échantillons	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
Échantillon 1	4	1,88
Échantillon 2	5,9	2,18
Échantillon 3	8	2,06
Échantillon 4	9,8	1,9

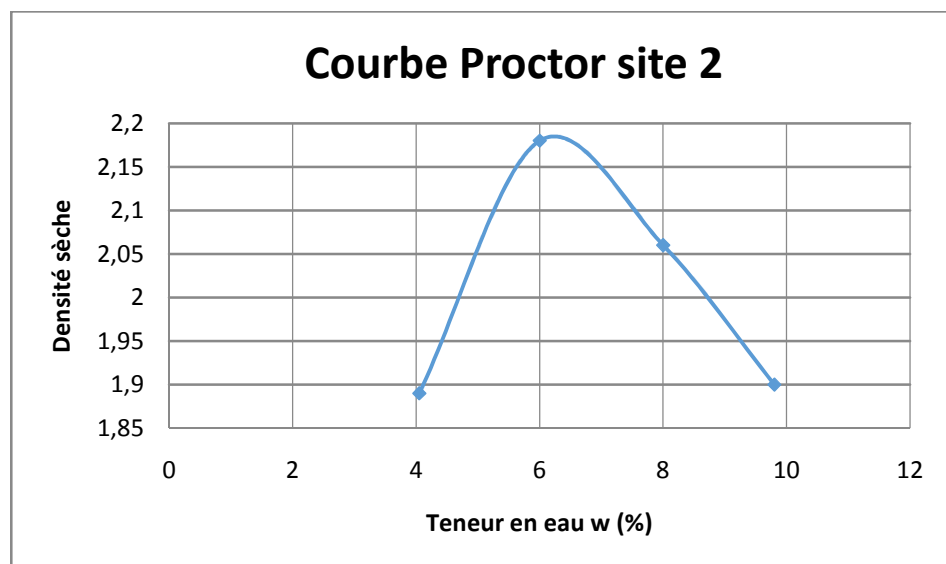


Figure IV.10 : Courbe Proctor du calcaire site 2.

Tableau IV. 4 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le site 3.

Echantillons	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
Echantillon 1	4,1	1,8
Echantillon 2	6,1	2,19
Echantillon 3	8	2,12
Echantillon 4	10	1,93

- Échantillon du calcaire site 3

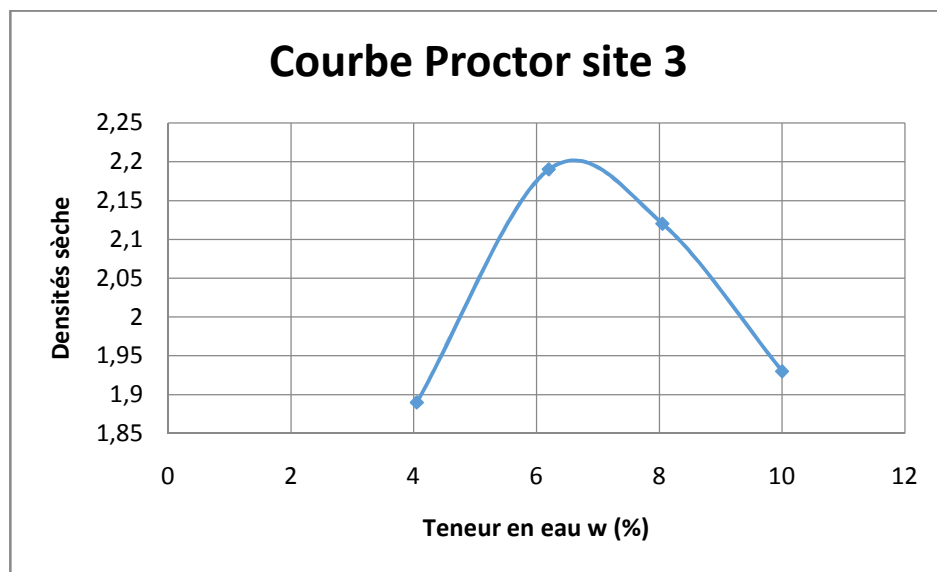


Figure IV.11. Courbe Proctor du calcaire site 3.

Tableau IV.5 : Résultats de l'essai Proctor modifié pour le site 4.

Echantillons	Teneur en eau w (%)	Densité sèche
Echantillon 1	3,9	1,84
Echantillon 2	4,2	1,95
Echantillon 3	6,5	2,17
Echantillon 4	9,9	1,83

- Échantillon du calcaire site 4

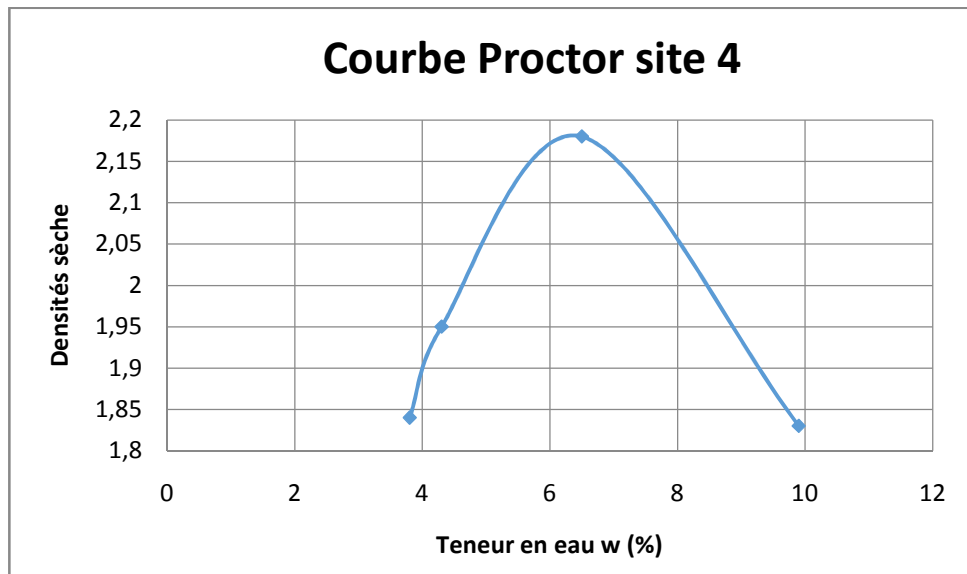


Figure IV.12 : Courbe Proctor du calcaire site 4.

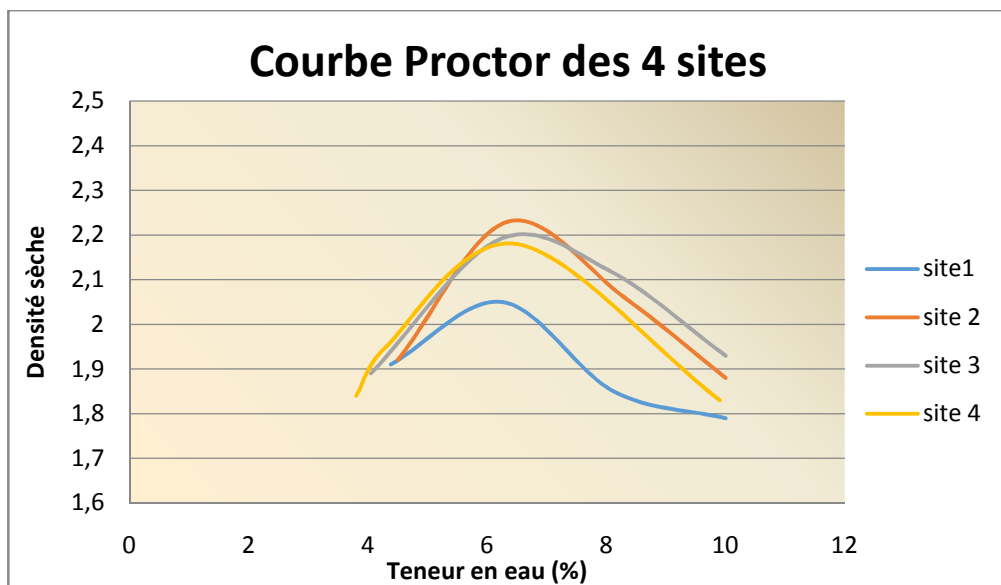


Figure IV.13: Courbe Proctor des quatre sites.

Tableau. IV.6: Résultats des essais Proctor à l'optimum pour les 4 sites.

Echantillons	w _{opt} (%)	ρ _{dmax} (g/cm ³)
Echantillon 1	6,15	2.04
Echantillon 2	5,9	2.18
Echantillon 3	6,1	2.19
Echantillon 4	6.5	2.18

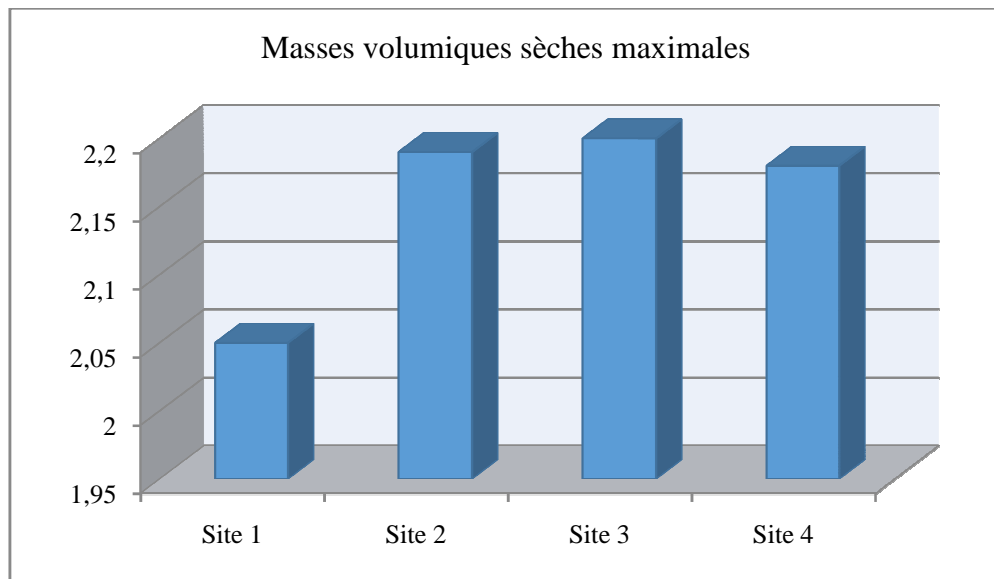


Figure IV.14 : Masses volumiques sèches maximales des calcaires étudiés.

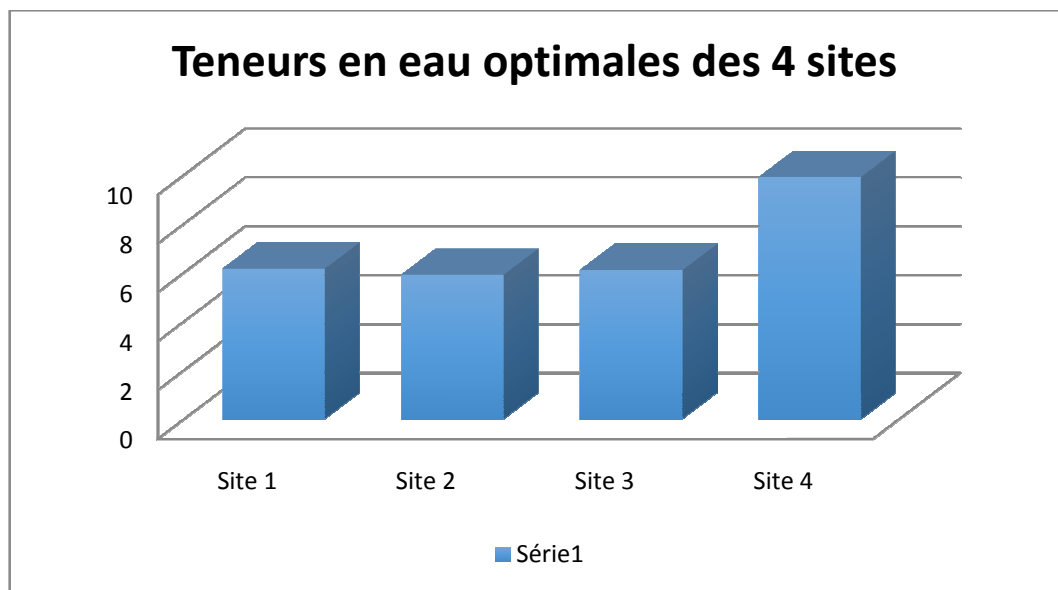


Figure IV.15 : Teneurs en eau optimales des calcaires étudiés.

IV .6.6. Interprétation des résultats

A l'issue des essais réalisés, nous pouvons constater que les différents calcaires présentent des densités sèches très intéressantes (supérieures à 2). En effet, elles varient entre 2,04 et 2,19 à des teneurs en eau moyennes allant de 6,10 à 6,15%.

Toutefois, il est à préciser que les calcaires des sites 2, 3 et 4 présentent des densités sèche assez comparables (2,18 à 2,19). Tandis que, le calcaire du site 1, présente la densité sèche la plus faible (2,04).

Les teneurs en eau optimales présentent également, un écart très faible ne dépassant pas 0,5% entre les différents calcaires. La teneur en eau moyenne est au voisinage de 6%.

On peut dire ainsi que les caractéristiques des différents calcaires sont très intéressantes et

permettent de proposer les matériaux étudiés pour une utilisation en couches de chaussées sous différents trafics.

IV .7. Essai de portance californien-Essai C.B.R (NF P94 – 078)

IV .7.1. Définition de l'essai C.B.R

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

IV .7.2. 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 des assises de chaussées, sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges) cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

Les essais CBR permettent la détermination d'un indice CBR. Ce dernier, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné

né dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.

IV .7.3.Principe de l'essai

Le matériau est compacté à la teneur en eau optimale suivant les procédures de l'essai Proctor modifié : moule CBR qui sera compacté de 55 coups par couche (5 couches). On poinçonne ensuite l'échantillon avec un piston de 19,35cm de diamètre à une vitesse de 1,25mm/min. Les essais CBR permettent de déterminer les indices CBR, selon le but recherché et la fonction du sol étudié :

- **Indice portant immédiat (IPI):** Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux ;
- **Indice CBR immédiat (CBR):** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau ;
- **Indice CBR après immersion (CBR_{imm}):** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique (présence de l'eau).

Le but de cette imbibition est de faire subir au sol (ou au matériau en général) les plus mauvaises conditions et cela en la présence de nappe phréatique.

L'indice CBR exprime en % le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part. Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

I (2.5) = Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN) * 100 / 13.35

I (5) = Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN) * 100 / 20.

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

$$G = (\Delta h / H) \times 100 \text{ Avec :}$$

Δh : est la variation de hauteur mesurée (mm).

H : hauteur initiale de l'éprouvette.

IV .7.4.Matériel utilisé

Moule CBR, Dame Proctor modifiée, Disque d'espacement, Règle à araser, Bacs, Éprouvette graduée 150 ml environ, Balance, Etuve.

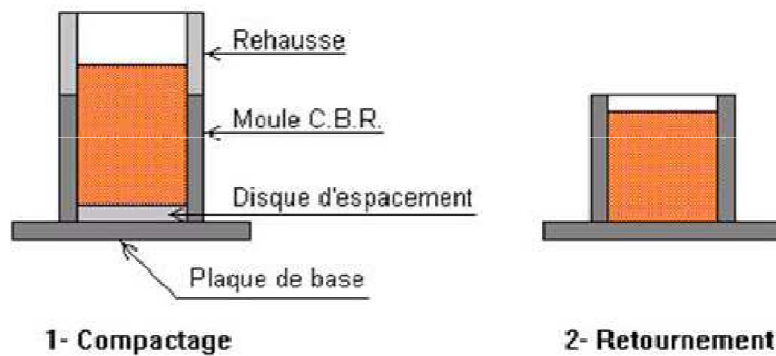


Figure IV.16 : Confection de l'éprouvette pour essai CBR.

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



Figure IV.17 : Poinçonnement de l'échantillon.

Les essais CBR avant et après immersion, sont réalisés au laboratoire selon la norme française (NF P94-078).



Figure IV.18: Matériel de confection des éprouvettes de l'essai CBR.



Figure VI.19. Phase d'imbibition et mesure du gonflement à l'immersion.

IV .7.5. Expression des résultats

Une série d'essais CBR a été réalisée dans la présente étude sur les différents échantillons de calcaires, afin de déterminer les indices CBR immédiats et les indices CBR après immersion. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes et de tableaux dans ce qui suit :

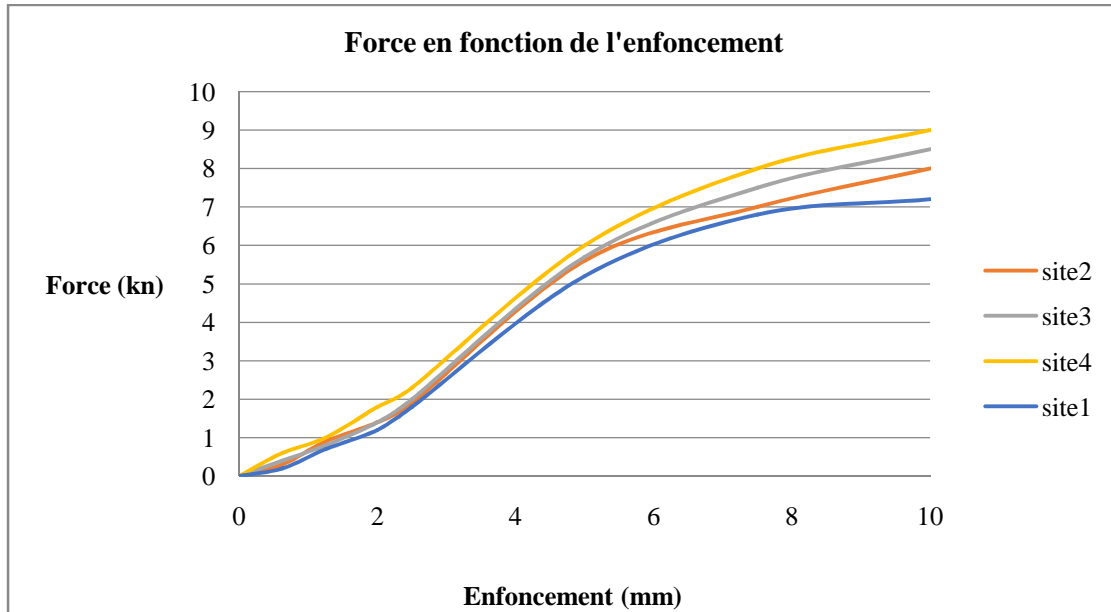


Figure IV.20 : Courbes enfoncements-forces, CBR avant immersion des quatre sites étudiés.

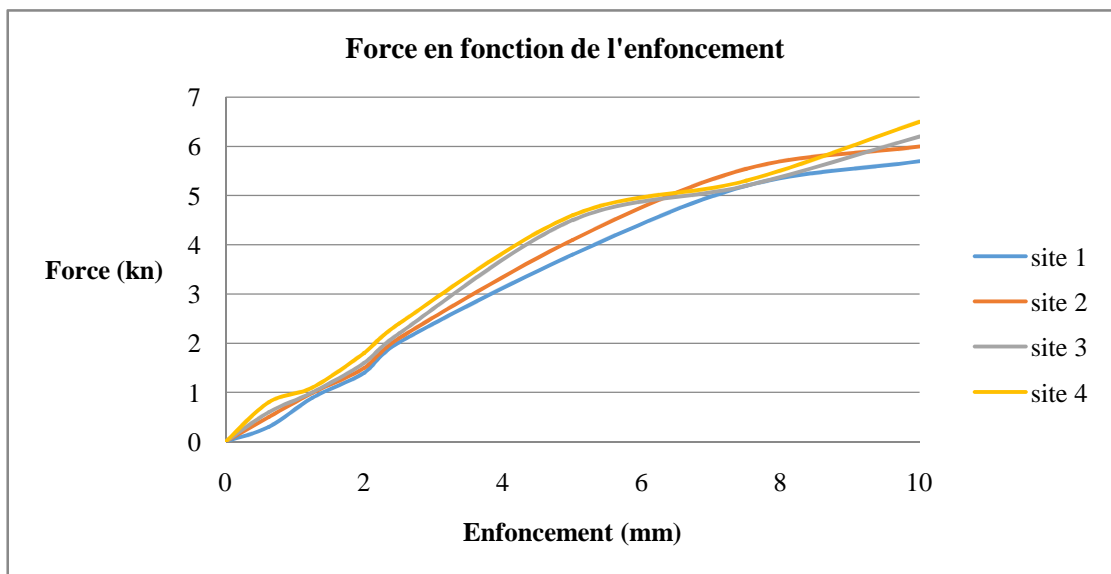


Figure IV.21 : Courbes enfoncements-forces, CBR après immersion des quatre sites étudiés.

Tableau .IV.7 : Classe de portance des valeurs CBR.

Classe de portance	Valeur de CBR
S0 portance très faible	CBR<3
S1 portance faible	3<CBR<6
S2 portance moyenne	6<CBR<12
S3 portance élevée	12<CBR<25
S4 portance très élevée	25 <CBR

Tableau .IV.8 : Résultats des essais CBR immédiats.

Sites	Gonflement relatives G (%)	Indice CBR immédiat(%)			Indice CBR après immersion (%)		
		I(2.5)	I(5)	CBR	I(2.5)	I(5)	CBR imm
Site1	0.019	13,48	24	24	15,13	19	19
Site 2	0.027	14,23	28	28	15,73	20,5	20.5
Site 3	0.125	14,98	28,5	28.5	16,48	22,5	22.5
Site 4	0.195	17,23	30	30	17,98	23	23



Figure IV.22 : Immersion et gonflement des échantillons du site 1 et 2.

D'après les figures IV.19 et IV.20, nous pouvons constater que les courbes évoluent pratiquement de la même manière et en un même fuseau. Ceci montre que les calcaires issus des différents sites présentent des comportements très comparables, notamment aux essais CBR après immersion.

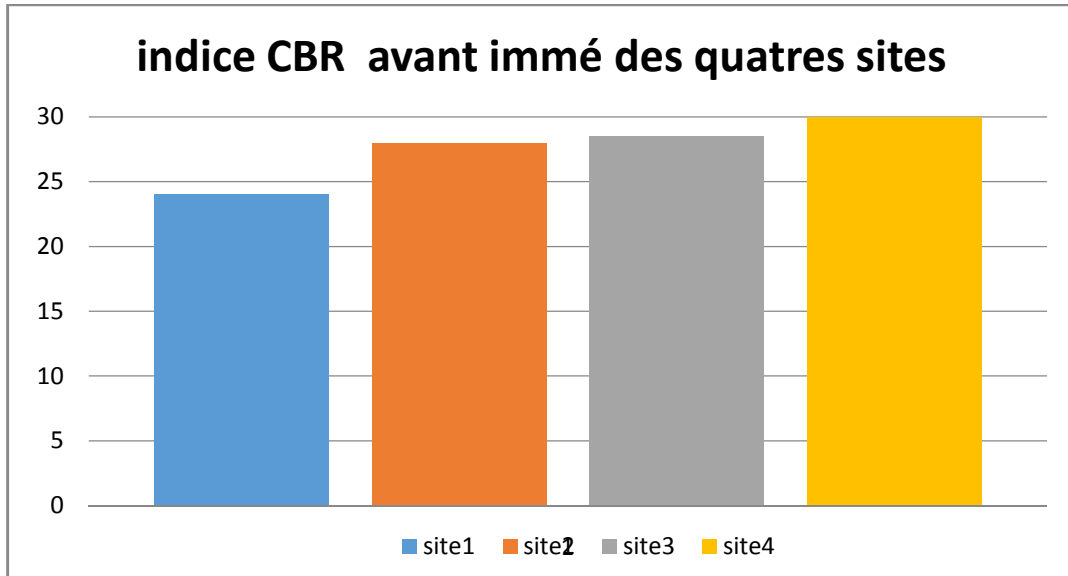


Figure IV.23: Indice CBR immédiat des 4 sites étudié.

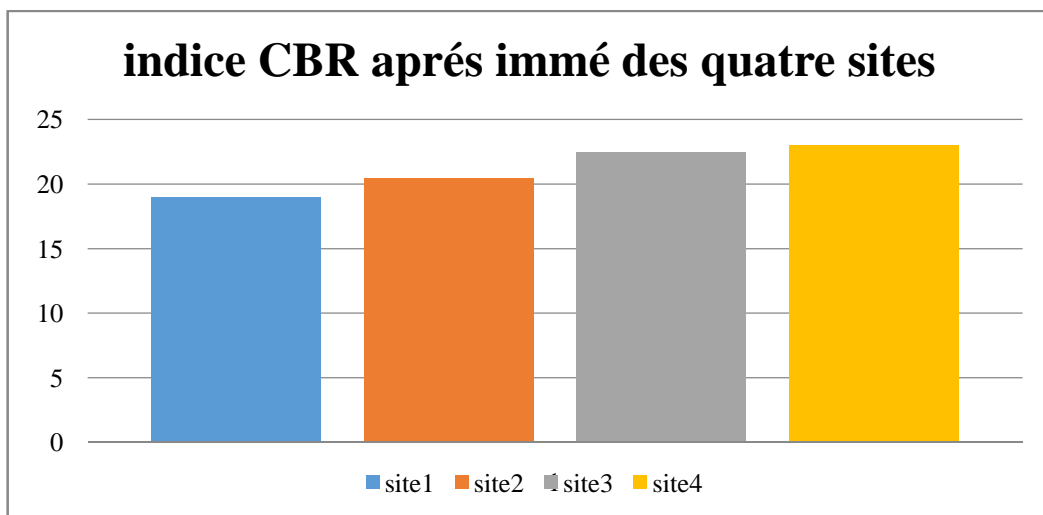


Figure IV.24 : Indice CBR après immersion des 4 sites étudiés.

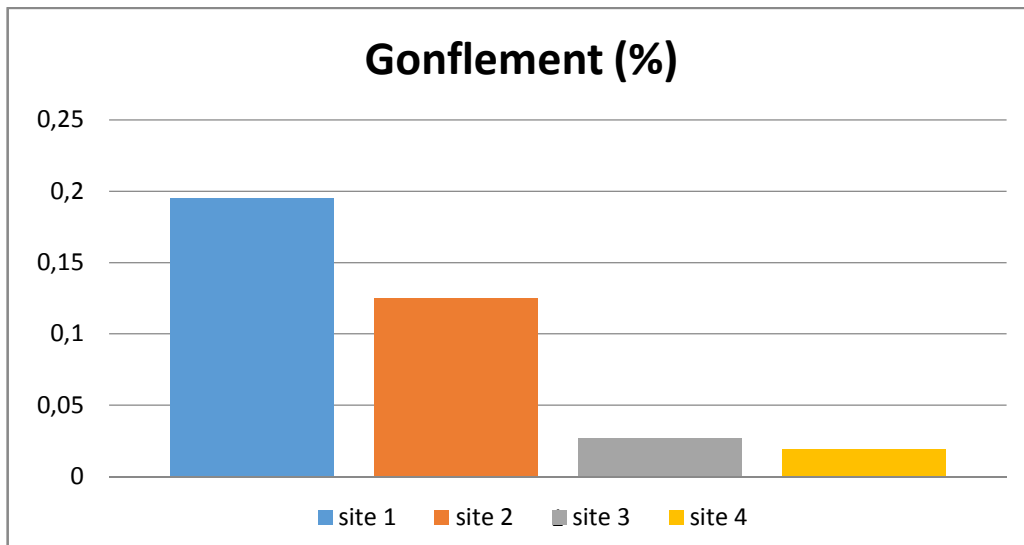


Figure IV.25 : Le gonflement relatif G des calcaires étudiés.

Du point de vue gonflement, les calcaires étudiés présentent un gonflement pratiquement négligeable en présence d'eau. De ce fait, on peut dire qu'il est doté d'une stabilité vis à vis du gonflement assez intéressante en présence d'eau. C'est une caractéristique très recherchée et même exigée pour un matériau routier.

➤ **Interprétation des résultats**

En se référant aux figures IV.21 et IV.22, nous pouvons constater que, les calcaires étudiés présentent avant immersion des portances élevée pour le site 1 ($12 < \text{CBR} < 25$) et des portances très élevées ($25 < \text{CBR}$) pour les sites 2, 3 et 4.

Dans le cas des indices CBR après immersion, nous constatons que les indices CBR enregistrés sont tous entre 12 et 25 ($12 < \text{CBR}_{\text{imm}} < 25$), leurs portances peuvent être ainsi considérées comme élevée permettant de le classer dans la classe S3.

A l'issu des résultats d'essais CBR obtenues sur les différents calcaires avant et après immersion, nous pouvons conclure que ces matériaux développent des portances très intéressantes avant et après immersion leur permettant de les qualifier comme matériaux très intéressant pour une utilisation dans le domaine routier. En effet, le calcaire est un matériau rocheux présentant une bonne portance aux états sec et humide.

Toutefois, il est à prendre en considération l'écart entre les indices CBR avant et après immersion qui peut éventuellement influencer la stabilité de la chaussée avec les cycles alternés (sécheresse / humidité).

IV.7.7.Conclusion

En se basant particulièrement sur les résultats des essais Proctor modifié et des essais CBR avant et après immersion, nous pouvons conclure que les calcaires étudiés ont présentés des comportements très intéressants. Avec des densités sèches maximales et des indices CBR avant et après immersion très, ainsi que des gonflements très satisfaisants relativement aux exigences des matériaux routiers.

Cependant, pour mieux cerner le comportement mécanique de ces matériaux. D'autres essais mécaniques sont réalisés pour mieux connaître leur comportement sous d'autres types de sollicitations, à savoir les essais de cisaillement direct à la boîte. Ces derniers feront, l'objet du dernier 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).

Evaluer expérimentalement et précisément les propriétés de résistance au cisaillement des sols constitue un enjeu important en mécanique des sols (Perrot, 1968). En effet, de petites variations sur l'angle de frottement interne et/ou sur la cohésion peuvent induire des dimensionnements sensiblement différents des ouvrages géotechniques, et par exemple, avoir des impacts importants sur les volumes de sols à mettre en œuvre pour la réalisation d'un barrage en terre ou d'une digue.

Dans ce chapitre nous allons étudier la résistance au cisaillement des différents calcaires en utilisant la boîte de cisaillement.

V.1.1 Objectif et but de l'essai

L'essai de cisaillement a pour objectifs :

- Étudier le comportement mécanique, particulièrement la résistance au cisaillement des sols (intacts, remaniés ou reconstitués) à court et à long terme ;
- Déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en cisaillement, à savoir l'angle de frottement interne φ et la cohésion C .

V.1.2. Définitions importantes

Avant de passer à l'essai proprement dit, nous allons présenter quelques définitions permettant de faciliter la compréhension des termes utilisés par la suite dans la présentation de l'essai.

- **La résistance au cisaillement**, est la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.
- **La cohésion (c)**, est l'ensemble des forces d'attraction que développent les sols fins, due pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation (particules fines argileuses). Elle est également due aux ménisques d'eau existants aux points de contact entre les grains (grains). Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente. La cohésion est indépendante de la contrainte normale, ainsi, un sol cohérent peut développer une résistance au cisaillement même s'il n'est soumis à aucune contrainte normale.
- **L'angle de frottement (ϕ)**, est une caractéristique spécifique généralement aux sols pulvérulents mais qui peut aussi apparaître dans le cas des sols fins sur consolidés. Il est régi par le frottement des grains les uns contre les autres au cours de leur mouvement suite aux efforts de cisaillement. Ce paramètre est lié directement à la rugosité des éléments du sol et à la contrainte normale appliquée. Un sol pulvérulent peut ne pas développer une résistance au cisaillement s'il n'est soumis à aucune contrainte normale.
- **Le comportement à court terme (non drainé)**, est régi par un chargement assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée. En l'absence de drainage, toute déformation se fait sans variation de volume, les contraintes normales induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide. L'ensemble eau + solide est considéré comme un matériau unique soumis à des contraintes totales. C'est le cas des comportements d'une argile saturée sur laquelle on dispose un remblai ou une fondation.

- **Le comportement à long terme (drainé)**, est régi par un chargement suffisamment lent et qui dure assez longtemps, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment des surpressions interstitielles dans l'éprouvette de sol. Les surpressions interstitielles étant nulles (négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.
- **La dilatance**, est le phénomène d'augmentation de volume qui accompagne le cisaillement des sols pulvérulents à l'état dense (sables compacts). A l'état compact, l'indice des vides est faible, les grains sont enchevêtrés et serrés, la rupture s'effectue par l'application d'un effort provoquant le désenchevêtrement des grains. Cette désorganisation des grains se fait avec une augmentation du volume de l'échantillon par rapport au volume initial correspondant aux grains organisés.
- **La contractance**, est le phénomène de diminution de volume qui accompagne le cisaillement des sols pulvérulents à l'état lâche (sables lâches). Dans ce cas, les grains sont peu resserrés, l'indice des vides est relativement important, le cisaillement se produit avec diminution du volume de l'échantillon suite à l'organisation de la structure de l'échantillon au cours du mouvement.

V.1.3 Principe de l'essai

L'essai consiste à placer un échantillon de sol (intact, remanié ou reconstitué) entre deux demi-boîtes indépendantes, qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant un plan horizontal imposé. L'échantillon est soumis à une contrainte normale σ bien déterminée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon au cours du cisaillement.

V.1.4 Types d'essais à réaliser (UU, CU, CD)

Généralement, peuvent être exécutés à la boîte de cisaillement, des essais **rapides** et des

essais **lents**, traduit par des essais **non drainés** ou **drainés** respectivement (suivant la perméabilité du sol testé). Néanmoins, l'impossibilité de contrôler les échanges d'eau entre l'intérieur et l'extérieur de la boîte de cisaillement fait que l'exécution d'essais non drainés ne peut être assurée dans des conditions de fiabilité satisfaisantes. Sauf cas exceptionnel, ce genre d'essai est donc déconseillé.

Cependant, suivant qu'il y a drainage ou non, qu'il y a consolidation ou non, trois types d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement.

➤ **Essai non consolidé non drainé UU (Unconsolidated-Undrained)**

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, l'échantillon ne subit aucune consolidation, ni aucun drainage sous la contrainte normale appliquée, le cisaillement est réalisé rapidement de telle sorte à éviter toute dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement. L'essai UU est un essai à court terme, il dure généralement 5 à 10 minutes, il se produit sans variation de volume notable. Il est exprimé en contraintes totales, la droite de coulomb est horizontale (sol fin saturé) et porte

l'équation : $\tau = C_u$

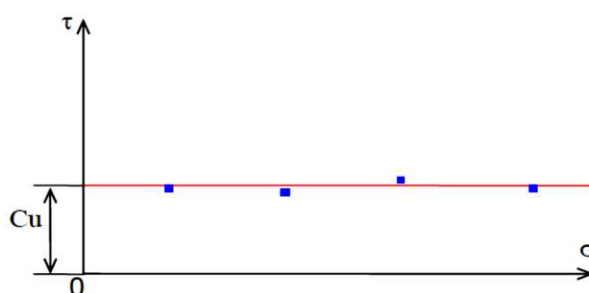


Figure V.1 : Droite intrinsèque d'un essai (UU).

➤ **Essai consolidé non drainé CU (Consolidated-Undrained)**

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte normale appliquée (drainage permis), ensuite cisailé rapidement (sans drainage, à volume constant) de telle sorte à éviter toute dissipation des pressions interstitielles au cours du cisaillement, après consolidation, 5 à 10mn sont généralement suffisantes pour la phase du cisaillement.

L'essai est exprimé en contraintes totales, la droite intrinsèque a pour équation :

$$\tau = C_{cu} + \sigma \operatorname{tg} \varphi_{cu} = C_{cu} + (\sigma' + U) \operatorname{tg} \varphi_{cu}$$

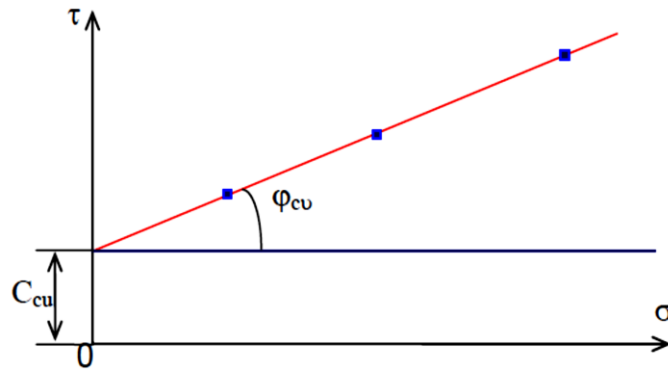


Figure V.2 : Droite intrinsèque d'un essai (CU).

➤ *Essai consolidé drainé CD (Consolidated-Drained)*

Dans ce cas, l'échantillon est d'abord consolidé sous la même contrainte normale appliquée, ensuite cisailé lentement (a 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). L'essai CD est très lent, il peut durer 4 à 6 semaines lorsqu'il s'agit de sols cohérents à faible perméabilité, tandis que cette durée peut se réduire sensiblement dans le cas des sols perméables. A cet effet, ce type d'essai est rarement réalisé sur sols purement cohérents, à l'exception des travaux de recherche. L'essai est exprimé en contraintes effectives, la droite intrinsèque a pour équation :

$$\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

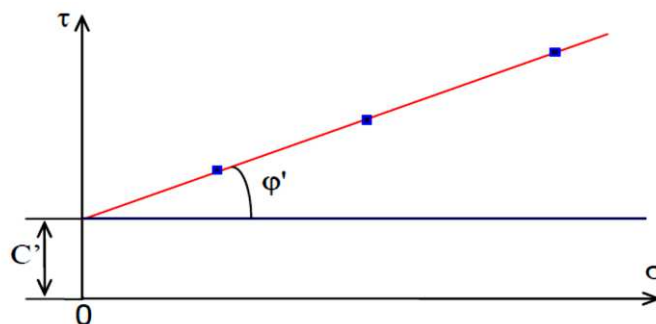


Figure V.3 : Droite intrinsèque d'un essai (CD).

V.2 Contraintes normales appliquées

La contrainte normale σ à appliquer pour chaque échantillon est fixée par le géotechnicien responsable du projet. Cependant, la contrainte maximale appliquée doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après réalisation de l'ouvrage ($\sigma'v_0$). Si aucune spécification n'est donnée, prendre les valeurs présentées dans le tableau 01, tout en respectant la condition précédente.

Tableau V.1 : Valeurs des contraintes normales pour essais de cisaillement rectilignes (NF P94-07-2).

Contraintes normales	$\sigma'v_0 < 100 \text{ (kPa)}$	$\sigma'v_0 \geq 100 \text{ (kPa)}$
σ_1	50	$0.5\sigma'v_0$
σ_2	100	$\sigma'v_0$
σ_3	200	$2 \sigma'v_0$
$\sigma'v_0$: contrainte effective verticale au point de prélèvement de l'échantillon.		

Toutefois, les valeurs suivantes sont également souvent utilisées dans la pratique :

- Cas d'un sol pulvérulent : (100, 200 et 300 kPa)
- Cas d'un sol cohérent + essai non consolidé non drainé : (50, 100, 200 et 300 kPa)
- Cas d'un sol cohérent + essai consolidé drainé ou non drainé : (appliquer les mêmes pressions appliquées pour la consolidation)

V.2.1 Vitesses de cisaillement adoptées

La vitesse de cisaillement est un paramètre très important à maîtriser dans un essai de cisaillement à la boîte, notamment qu'elle influe sur le drainage ou non de l'échantillon au cours de l'essai. Le choix de la vitesse de cisaillement est directement lié à la phase de consolidation de l'échantillon.

La vitesse maximale de cisaillement exprimée en micromètre par minute est déterminée par la relation suivante :

$$V_{\max} = 125/100t$$

Avec : $V_{\max} < 25\mu\text{m/mn}$ ou $(0,025\text{mm/mn})$

t_{100} : temps de consolidation totale exprimé en minutes, déterminé par la construction de la courbe présentée sur la figure 04.

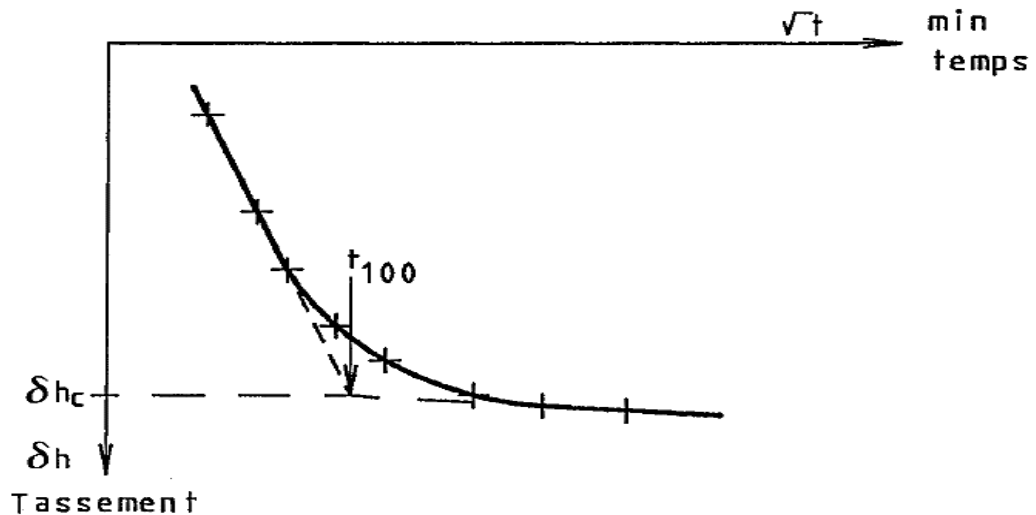


Figure V.4 : Détermination du temps de consolidation totale.

NB : Dans la pratique, les vitesses suivantes sont souvent utilisées :

- Cas d'un sol pulvérulent : ($V_{\max} = 1,5 \text{ mm/mn}$) ;
- Cas d'un sol cohérent + essai non drainé CU ou UU : ($V_{\max} = 1,5 \text{ mm/mn}$) ;
- Cas d'un sol cohérent + essai drainé : la vitesse la plus lente possible.

V.2.2 Mode opératoire

L'essai de cisaillement à la boîte est simple et rapide relativement aux autres essais de cisaillement (triaxial), toutefois il nécessite certaines précisions notamment pour fixer les paramètres d'essai.

L'éprouvette de sol, de forme cylindrique (dans ce cas), est placée à l'intérieur des deux demi-boîtes (voir figure III.27) et repose à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est assez grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau. Un piston métallique muni également d'une pierre poreuse est placé sur la face supérieure de l'éprouvette.

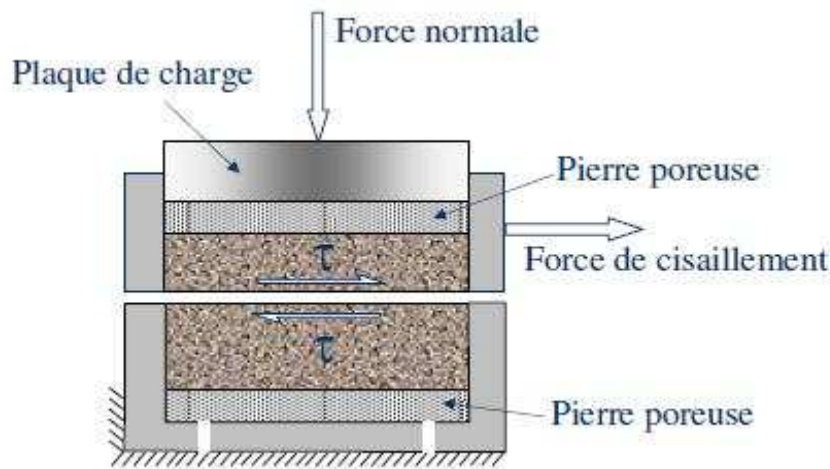


Figure V. 5 : Principe de la boîte de cisaillement.

Les données de l'essai (vitesse de cisaillement, contrainte normale, poids de l'échantillon, ...) sont introduites à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur. Il est appliqué à l'éprouvette une force normale constante "N" sur sa face supérieure au moyen d'un vérin, et par l'intermédiaire du piston horizontal une force de cisaillement horizontale "T". L'essai est effectué en imposant un déplacement relatif des deux demi-boîtes, un dispositif mécanique approprié entraîne à vitesse constante le châssis inférieur et la force de cisaillement est mesurée sur le châssis supérieur au moyen d'un capteur de force.

Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés :

- L'effort normal N (capteur force);
- L'effort horizontal de cisaillement T (capteur force);
- Le déplacement horizontal du châssis mobile (capteur déplacement);
- Le déplacement vertical du piston dans le châssis supérieur (capteur déplacement).

Une fois l'essai terminé (fin de cisaillement), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes (contraintes-déformations, variations de volume et droites intrinsèques).

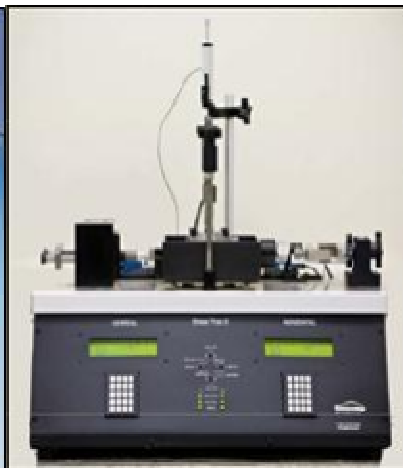
V.2.3 Appareillage

La machine de cisaillement, la boîte de cisaillement ou boîte de Casagrande. Elle comporte essentiellement :

- Une demi-boîte inférieure mobile, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée
- Une demi-boîte supérieure fixe ; les dimensions intérieures des demi-boîtes sont généralement de 6 x 6 cm, la profondeur de la demi-boîte inférieure est de 2 cm environ. Cette dimension est valable dans le cas des sols dont la dimension des plus gros grains ne dépasse pas 5mm. Dans le cas contraire, il faut passer à des boîtes de dimensions plus grandes (10 x 10, ...100 x 100).
- Une pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissant librement dans la demi-boîte supérieure et transmettant à l'éprouvette l'effort verticale exercé, deux goupilles, solidarissant les deux demi-boîtes (avant l'essai) et d'autres appareillages d'usage courant (balance de précision, étuve, ...).



Machine de cisaillement semi-automatique



Machine de cisaillement automatique

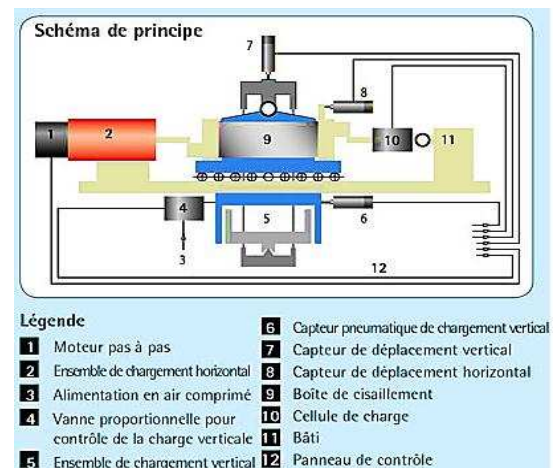
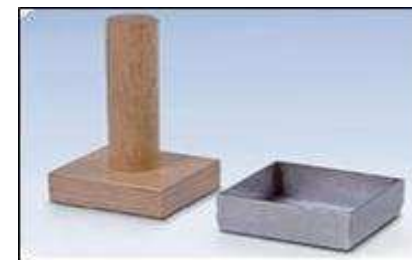


Schéma de la machine de cisaillement rectiligne



Éléments d'une boîte de cisaillement (Carrée)
(Carrés)



Outils de fabrication des échantillons



Figure. V.6. Appareillage et accessoires d'un essai de cisaillement à la boîte.

V.2.4 Préparation des échantillons

Les essais de cisaillement comme la plupart des essais de laboratoire peuvent être réalisés sur des échantillons intacts ou des échantillons reconstitués. Pour étudier la résistance au cisaillement d'un sol ou d'un matériau donné, il faut réaliser au moins 3 essais sur des échantillons du même sol préparés de la même manière, cisailés à la même vitesse, mais à des contraintes normales différentes (σ_1 , σ_2 et σ_3).

Dans le cas d'échantillons intacts (sols cohérents), l'échantillon est taillé à l'extérieur de la boîte selon ses dimensions en utilisant une trousse coupante. Dans le cas d'échantillons reconstitués (sols pulvérulents), l'échantillon est reconstitué à l'intérieur de la boîte en le compactant en plusieurs couches humidifiées selon les conditions du terrain étudié (sur lequel est réalisé le projet). Ce type d'échantillon est utilisé notamment dans le cas des projets de recherche du fait qu'il permet le contrôle des paramètres du matériau, à savoir, la teneur en eau, la densité,...

V.3 Exécution de l'essai

L'essai de cisaillement passe par les principales phases suivantes : mise en place, saturation et consolidation, cisaillement.

Phase I : Mise en place

Une fois que la boîte de cisaillement contenant l'échantillon est placée dans le châssis étanche fixé sur le bâti de

l'appareil (avant d'enlever les vises solidarissant les deux demi-boîtes), les opérations suivantes se déroulent sans interruption.

- Placer le piston muni de sa plaque drainante sur la surface de l'échantillon ;
- Mettre hors tension l'anneau dynamométrique d'application de l'effort de cisaillement (T) \rightarrow (τ) et réinitialiser le capteur correspondant ;
- Réinitialiser le capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes (régler à la position zéro) ;
- Réinitialiser le capteur de mesure du déplacement relatif vertical (régler à la position zéro) ;
- Appliquer l'effort normal (N) \rightarrow (σ) sur la partie supérieure de l'échantillon ;

- Mesurer le déplacement vertical du piston δh en fonction du temps.

Phase II : Saturation et consolidation

Remplir le boîtier contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisée. Mesurer le déplacement vertical δh du

piston en fonction du temps pendant 1 h au moins et jusqu'à stabilisation. Cette dernière est considérée atteinte dès que les mesures permettent de déterminer une direction asymptotique (voir figure 05). Cette figure montre

Également la mode de détermination du déplacement vertical δh_c en fin de la consolidation.

Phase III : 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 ;
- Actionner la machine (lancer l'essai) et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des Intervalles de temps réguliers (toutes les 15 secondes, ou tous les $\frac{1}{4}$ de tour de l'aiguille du comparateur de Déplacement horizontal) .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 (5 à 7 lectures), si non, l'essai est arrêté à une déformation horizontale de 15 à 20%, correspondant à (1 à 1,2 cm) de déplacement horizontal.
- Arrêter l'essai à la fin du cisaillement.

V.4 Essais réalisés

Les essais de cisaillement à la boîte sont réalisés sur les échantillons suivants :

- calcaires des sites 1, site 2, site3 et site 4



Figure 7.V. Échantillon après cisaillement du site 1.

V.4.1 Présentation des résultats

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

- Courbe contrainte déformation $\tau = f(\varepsilon_h)$, $\varepsilon_h = \Delta L/L$ étant la déformation horizontale
- Courbe de variation de volume $\varepsilon_v = f(\varepsilon_h)$,
- Droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, σ étant les contraintes normales appliquées.

1- Calcaire du site1

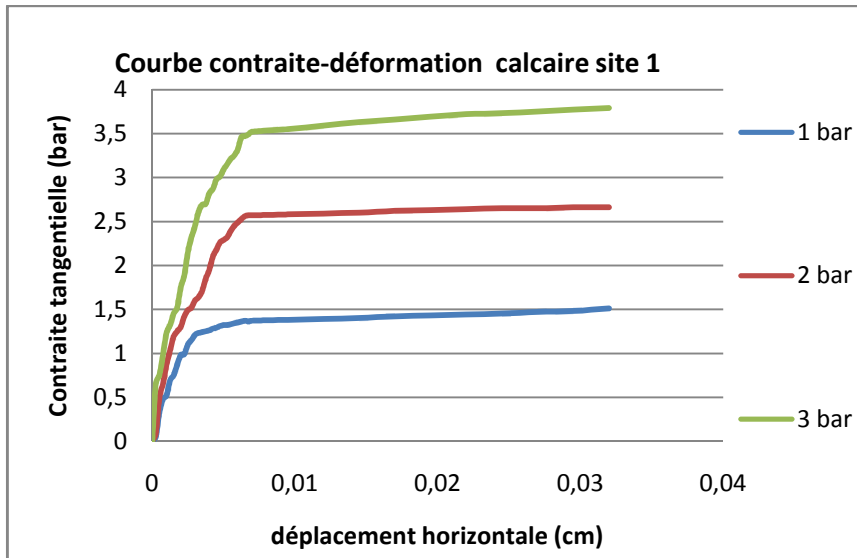


Figure V.8. Courbe contraintes-déformations du calcaire site1.

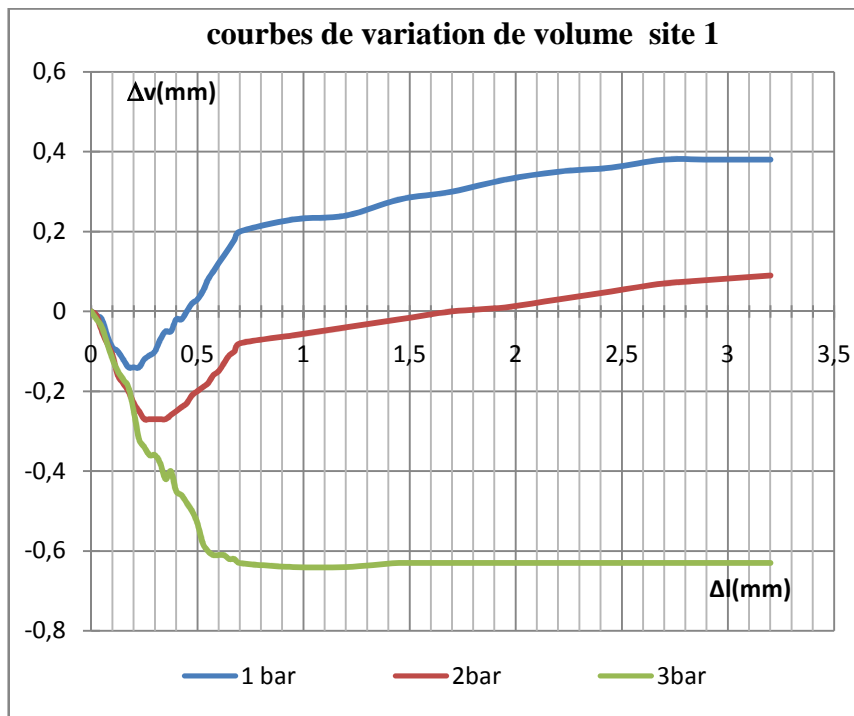


Figure V.9. Courbes de variation du volume de calcaire site1

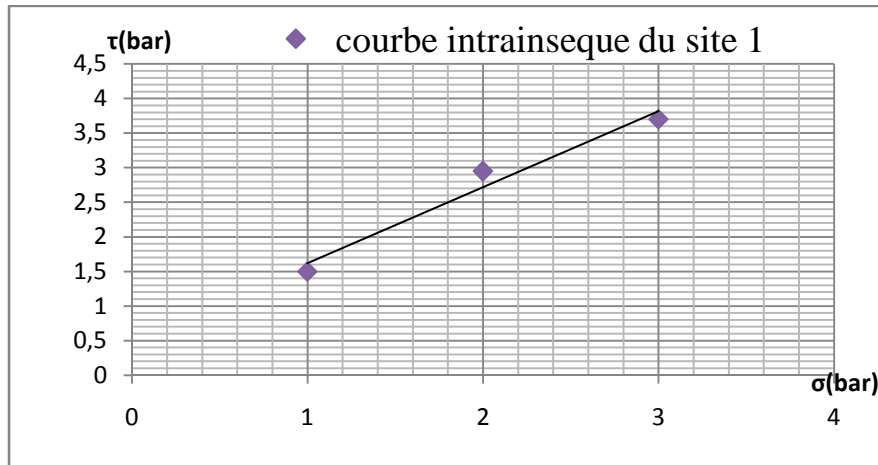


Figure V.10. Droite intrinsèque du calcaire site1.2.Calcaire du site2

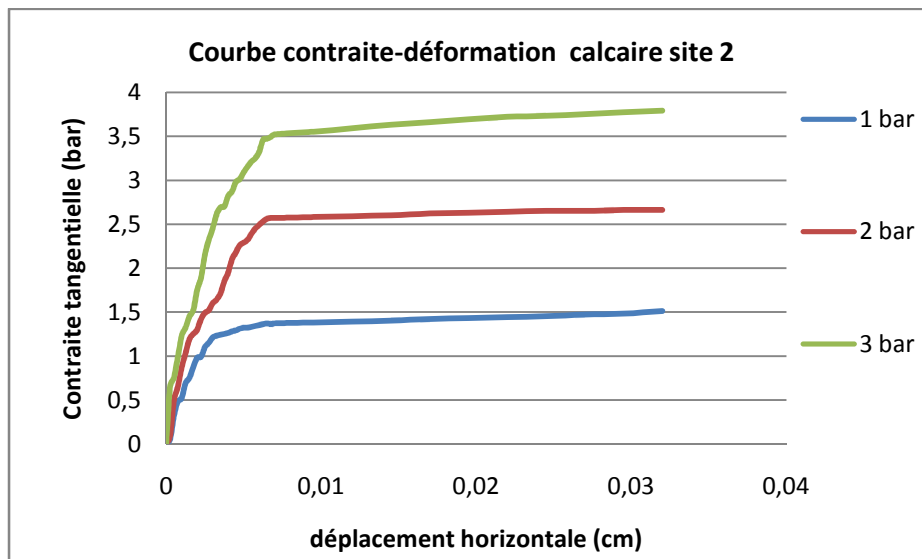


Figure V.11. Courbe contraintes-déformations du calcaire 2.

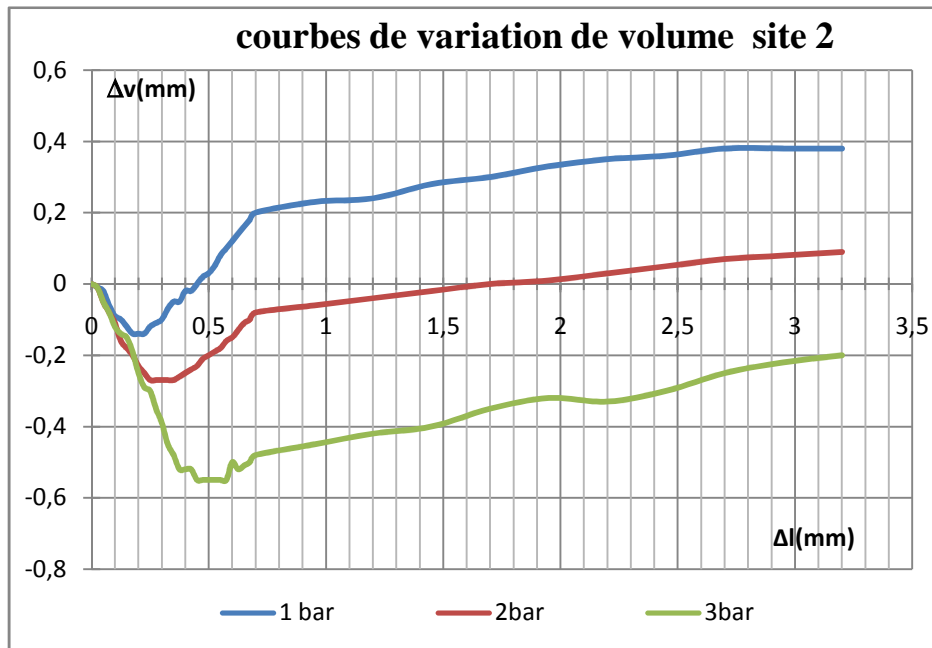


Figure V.12. Courbe contraintes-déformations du calcaire site2.

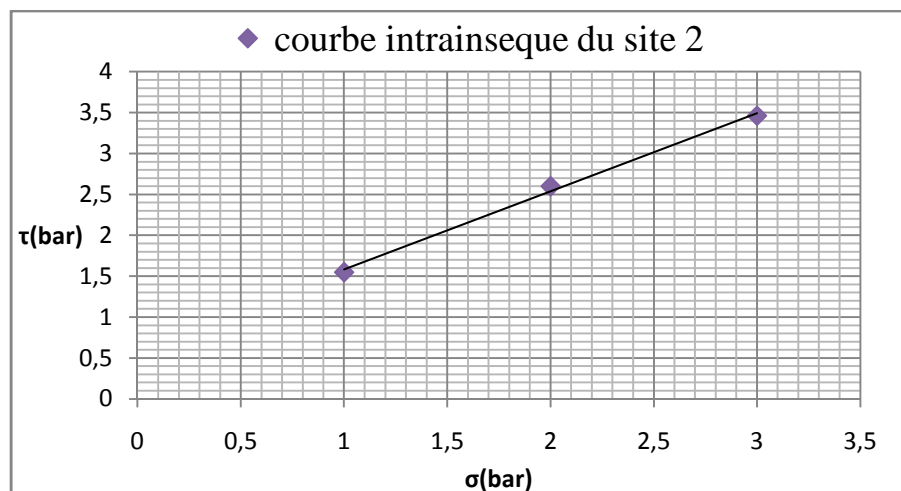


Figure V.13. Droite intrinsèque du calcaire site2.

3. Calcaire du site 3

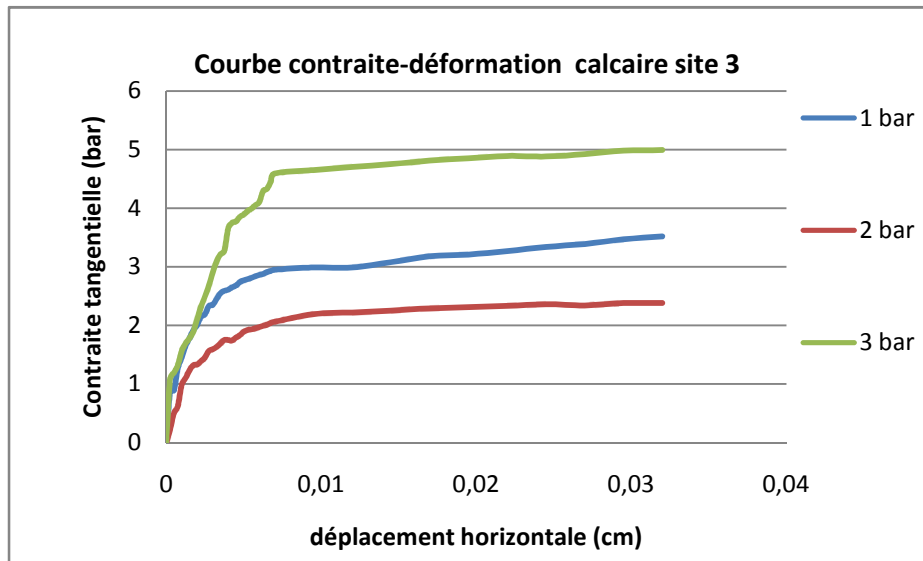


Figure V.14. Courbe contraintes-déformations du calcaire site3.

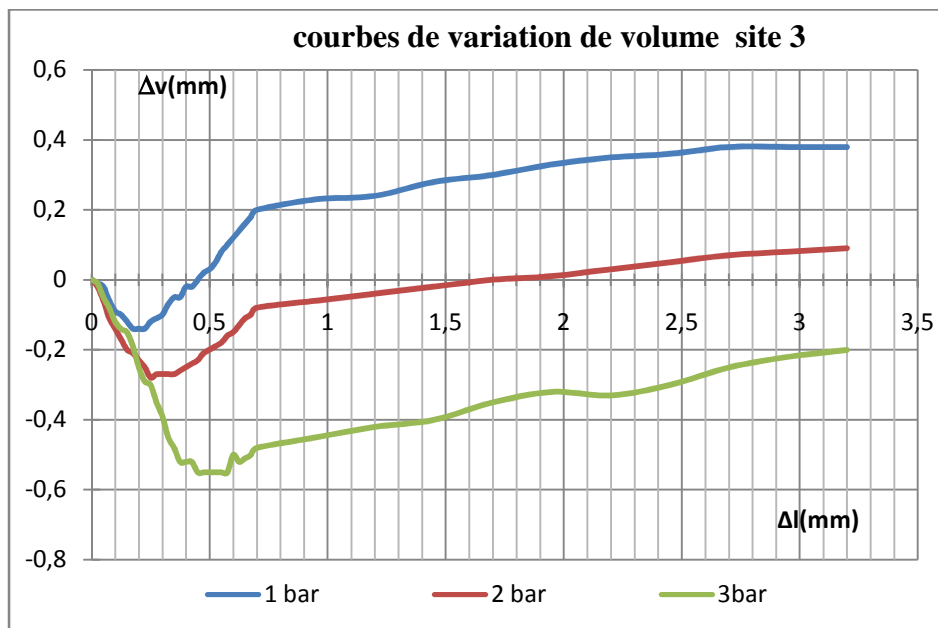


Figure V.15. Courbe contraintes-déformations du calcaire site3.

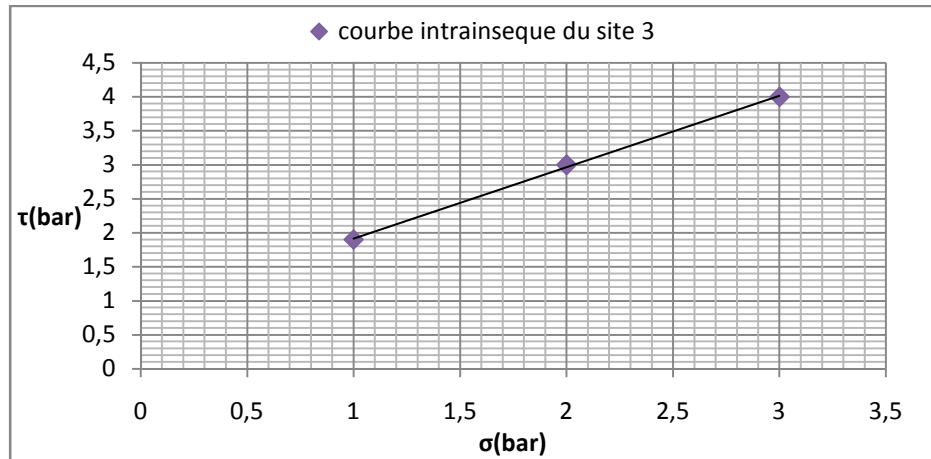


Figure V.16. Droite intrinsèque du calcaire site3.

4. Calcaire du site 4

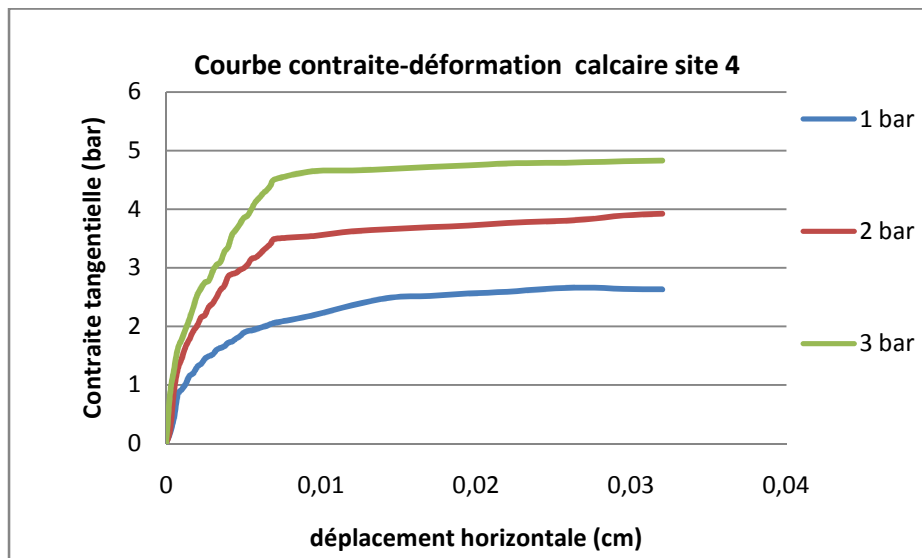


Figure V.17. Courbe contraintes-déformations du calcaire site 4.

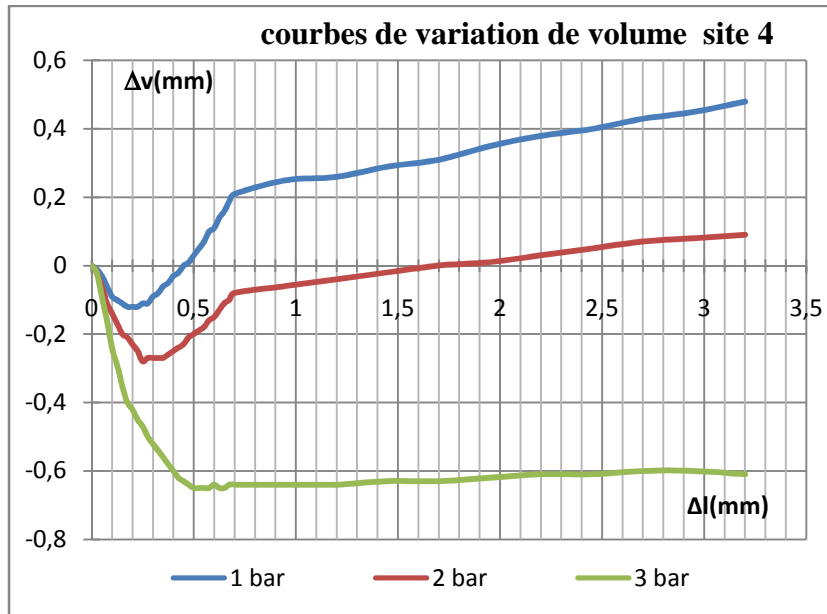


Figure .V.18.Courbes de variation du volume site 4.

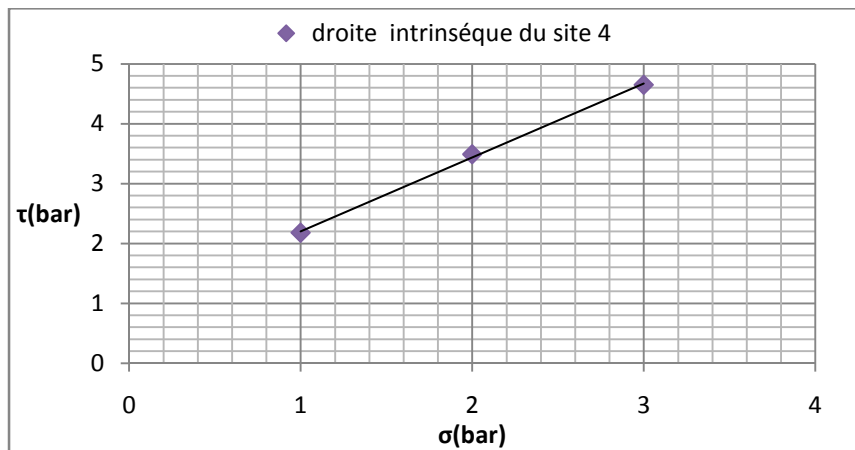


Figure V.19.Droite intrinsèque du calcaire site 4.

Sites	C(Bar)
Site 1	0.516
Site 2	0.626
Site3	0.866
Site4	0.970

Sites	ϕ (°)
Site 1	47.72
Site 2	43.68
Site3	46.39
Site4	51.00

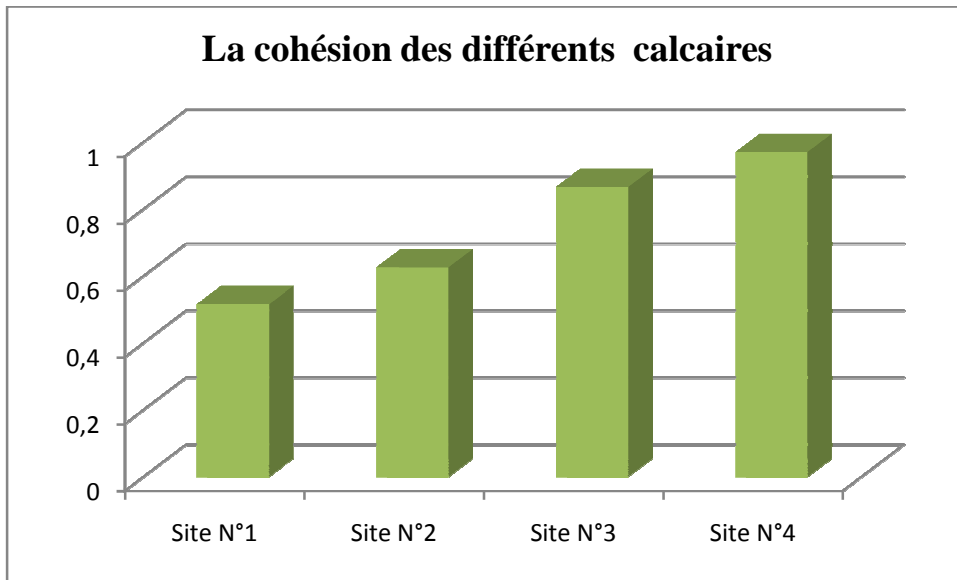


Figure .V.20. Comparaison de la cohésion des différents calcaires.

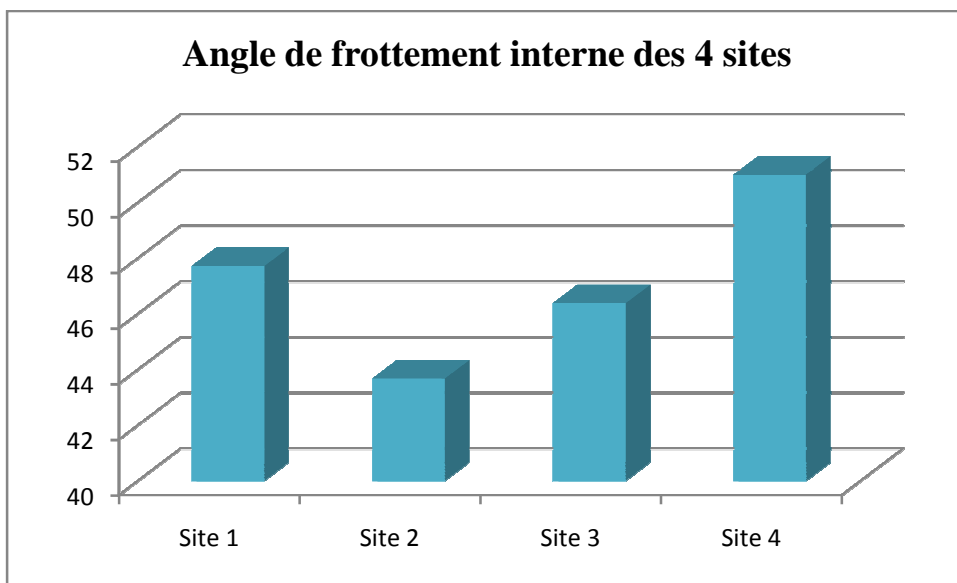


Figure. V.21. Comparaison des angles de frottement interne.

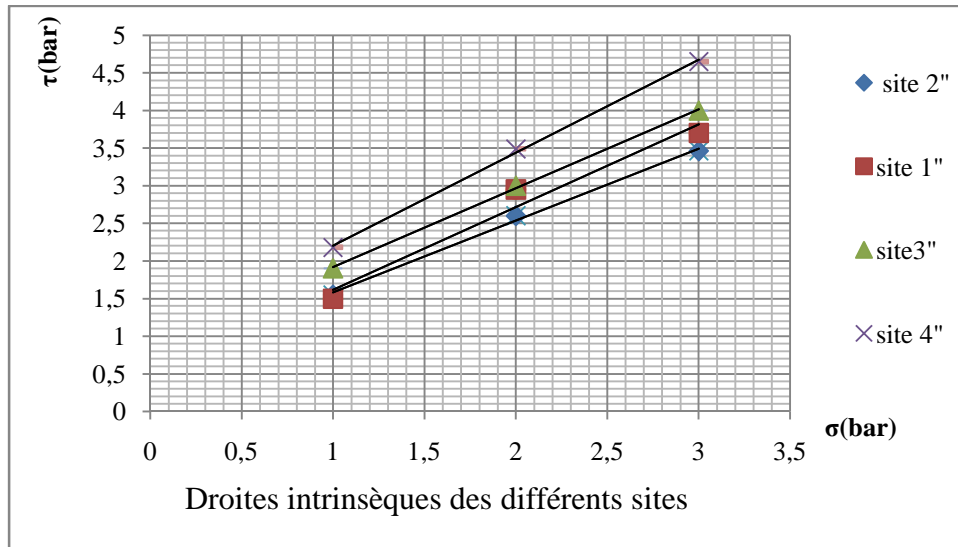


Figure .V. 22. Droites intrinsèques des différents sites.

Tableau. V. 4 : Résultats moyens de résistance au cisaillement. (Atlan, 1978)

Nature de la roche	C (bar)	ϕ (°)
Granite	100-400	51-58
Calcaire	4-360	37-58
Grés	4-430	48-50

V.4.2 Interprétation des résultats

En se basant sur les courbes contraintes-déformations présentées sur les figures (V.10, V13, V16, V19) nous pouvons constater que la résistance au cisaillement des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée. En effet, l'augmentation des contraintes normales appliquée s'accroît la compacité de l'échantillon, cela conduit au resserrement et en chevêtrement des grains et donc à un frottement plus important et à une résistance plus grande à la sollicitation (déplacement horizontal). Les courbes montrent une augmentation de résistance à un certain déplacement, ensuite évoluent pratiquement en palier sans présenter un cisaillement marqué.

Les courbes de variation de volume présentées sur les figures (V11, V14, V17, V20) montrent que les matériaux étudiés développent un comportement généralement contractant, qui s'accroît d'avantage en fonction de la contrainte normale appliquée. Au cours de l'essai, après un certain déplacement, les échantillons ont tendance à manifester une

certaine dilatance, notamment sous de faibles contraintes normales. Ceci s'explique par le réarrangement et le resserrement des grains au cours du déplacement (diminution des volumes initial), notamment sous de fortes contraintes. Ensuite au cours du cisaillement, les grains ont tendance à monter les uns sur les autres augmentant de ce fait le volume de l'échantillon (dilatance).

Les angles de frottement interne développés par les différents échantillons sont assez importants (43° à 51°), tandis que les cohésions enregistrées sont faibles à moyennes (0,5 à 1 bar). Toutefois, il est à signaler que le site 4 développe les caractéristiques mécaniques les plus élevées ($\phi = 51^\circ$ et $c = 0,97$ bar). Cette valeur importante de l'angle de frottement peut être expliquée par la forme des granulats utilisés (plusieurs angularités) qui possèdent des angles très marqués et qui génèrent des frottements assez importants contribuant à développer une meilleure résistance au cisaillement. Le site 2 par contre, développe les caractéristiques les plus faibles ($\phi = 43,68^\circ$).

V.5 Conclusion

Ce chapitre a permis d'étudier le comportement au cisaillement des calcaires étudiés, à savoir leur résistance au cisaillement, leur variation de volume et la variation de leurs caractéristiques mécaniques.

Les résultats obtenus sont montrés que le comportement en cisaillement des différents calcaires est très intéressant et les caractéristiques mécaniques en cisaillement développées sont satisfaisantes. De telles caractéristiques permettent de les proposer comme matériaux routiers dans les couches inférieures de chaussées (couche de fondations et éventuellement en couches de base) sous faible à moyen trafic ; à conditions de présenter des résultats acceptables sous d'autres essais routiers tolérables et exerçant d'autres types de sollicitations, ce qui fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE VI
ESSAIS ROUTIER

VI.1.Introduction

Une chaussée en exploitation est soumise à de multiples agressions conjuguées mécaniques et climatiques liées essentiellement au trafic des poids lourds et à l'action des cycles d'humidification et de séchage. Elles doivent ainsi résister à l'usure, aux chocs, à la fragmentabilité et à la dégradabilité. Il est donc nécessaire de procéder à des essais de laboratoire permettant de reproduire ces sollicitations sur les matériaux destinés aux couches de chaussées afin de voir s'ils peuvent répondre aux spécifications de fabrications.

VI.2. Essai Micro-Deval (NF P18-71) VI.2.1. Définition

L'essai Micro-Deval permet de mesurer la résistance à l'usure des granulats naturels et artificiels utilisés dans le domaine routier, (la norme française P 18-571). Il est destiné à caractériser l'usure par frottements réciproques en présence d'eau d'un gravillon et des charges abrasives et à mesurer la quantité de fines produites lors de la rotation d'un cylindre contenant le matériau et de l'eau.

Le coefficient Micro-Deval (MDE) 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 1.IV : Machine d'essai Micro-Deval.

VI.2.2. Objectifs et but de l'essai

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

VI.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.

VI.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.

VI.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 1.V) ;
- Compléter avec 1.5 litres d'eau ;
- Régler la machine à 1200 tours.

Tableau VI.1 : Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.

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



Figure VI. 2 : Mode opératoire d'essai micro Deval.

- 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 VI.3 : Mise en place de l'échantillon et lavage du matériau (source : CETE).

- le coefficient MDE est calculé comme suit :

MDE : coefficient Micro-Deval;

M : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai, $M = 500\text{g}$;

M' : Masse sèche du refus au tamis de 1.6mm.

Nous avons choisi dans notre cas la classe granulaire 6.3-10, avec une masse de charge abrasive 4000g.

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

Tableau VI.2 : Appréciation des résultats de l'essai Micro Deval.

Coefficient MDE	Valeur
< 10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
>35	Médiocre

VI.2.6. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé des essais Micro-Deval sur la classe 6.3-10 à savoir :

- Calcaire des quatre sites

VI.2.7. Résultats et interprétation

Tableau VI.3 : Résultats des essais Micro-Deval.

Sites	Coefficient MDE
Site1	22
Site2	20
Site3	19
Site4	18

➤ Interprétation des résultats

L'essai Micro-Deval réalisés sur les échantillons de calcaires des sites (1, 2 et 3) ont présenté des coefficients MDE entre 18 et 20. En se basant sur les valeurs de références présentées dans le tableau VI.2, on peut dire que nous sommes en présence de matériaux d'une moyenne à bonne résistance. Le site 1 par contre, a présenté un coefficient MDE supérieur à 20 ; il est considéré ainsi comme matériau de moyenne à faible résistance à l'usure.

VI.3. Essai Los Angeles (NF P18-573)

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.



Figure VI.4 : Machine d'essai Los Angeles.

VI.3.1. 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.

V.3.2. 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).

VI.3.3. 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 - 15 - 31,5 - 40
et 50mm.
- Une machine Los Angeles + Charge de boulets en acier de 47 mm de diamètre et pesant entre 410 et 445g.
- Un bac pour recueillir les matériaux après essai.
- Une balance de précision.
- Une étuve.

VI.3.4. 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.

VI.3.5. 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 VI.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'.



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

Pour l'essai réalisé dans cette étude, nous avons choisi la classe 6.3-10 mm, nous avons donc ajouté en plus des 5000g de calcaire, 9 boulets comme indiqué dans le (tableau 5.V).

VI.3.6. Matériaux utilisés

Nous avons réalisé deux essais Los Angeles sur la classe 6.3-10 à savoir :

- Calcaires *des* quatre sites.

VI.3.7. Résultats des essais

L'essai Los Angeles réalisé sur l'échantillon de calcaire seul a présenté un coefficient (LA) entre 15 et 25 (voir tableau 8.V) ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau bon à moyen. En effet, le calcaire se fragmente difficilement sous le choc des boulets en Rotation.

Tableau VI.5 : Référence des valeurs de Los Angeles.

Coefficient LA	Appréciation
< 15	Très bon à Bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	Médiocre
Plus LA est élevé, moins le matériau est dur	

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

Catégorie	LA	MDE	LA + MDE	Domaine d'utilisation
A	< 10	< 15	< 15	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, sauf couche de roulement à trafic important.
B	< 15	< 10	< 35	Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.
C	< 30	< 15	< 45	Matériau utiliser pour couche de fondation, 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 à 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 VI.7 : Coefficients LA et MDE pour les différents échantillons.

Sites	LA	MDE	MDE+LA	Catégorie
Site 1	25	20	45	Catégorie C
Site 2	25	20	45	Catégorie C
Site 3	24	19	43	Catégorie C
Site4	23	18	41	Catégorie C

➤ Interprétation

D'après le tableau .VI.6 et les résultats des essais réalisés, nous pouvons dire que :

Les granulats de calcaire des différents sites sont de catégorie C. Ces types des matériaux sont utilisables pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.

VI.4. Essai de Fragmentabilité pour les matériaux rocheux

(NF P 94-66) VI.4.1. Introduction

La granularité des matériaux évolue continuellement sous les différents types de sollicitations auxquelles ils sont soumis. Cette évolution est particulièrement plus importante dans le cas des matériaux routiers, vu qu'ils sont soumis à des sollicitations cycliques mécaniques et climatiques (fragmentation, usure,...). Ainsi, avoir une idée sur l'évolution des grains permettra sans doute d'éviter certains désordres à court ou à long terme pouvant affecter les ouvrages construits.

VI.4.2. Objectifs et but de l'essai

C'est un des paramètres d'identification retenu dans la classification des matériaux pour remblais et couches de forme d'infrastructures routières (norme NF P 11-300). Sa détermination est en particulier nécessaire pour préciser le classement des roches argileuses (marnes, argilites, schistes sédimentaires,...) et des roches siliceuses, magmatiques et métamorphiques altérées ou peu résistantes. L'essai a donc pour objectif, l'étude de la fragmentabilité d'un matériau (roches argileuses) sous sollicitations mécaniques (pilonnage) pour procéder à son classement par rapport aux valeurs de référence.

VI.4.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D₁₀ d'un échantillon de granularité d/D donnée, soumis à un pilonnage conventionnel.

VI.4.4. 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.

VI.4.5. Préparation du matériau

Prélever un échantillon représentatif du matériau rocheux considéré et préparer la fraction d/D qui sera soumise à l'essai. (Le matériau constitue le passant du diamètre D et le refus du diamètre d).

Le matériau est obtenu en fragmentant, si nécessaire, l'échantillon à l'aide d'un marteau, puis en procédant à son tamisage au travers les tamis 10 et 20mm.

L'échantillon à soumettre à l'essai d'une masse de 1 kg doit être conservé à l'abri de l'évaporation.

VI.4.6. Exécution de l'essai

Tamiser la fraction 10/20 mm préalablement préparée au travers le tamis de 16 mm, peser et noter les refus à ces tamis. Mélanger et ré homogénéiser tout le matériau (refus) pour reconstituer de nouveau la fraction d/D et l'introduire dans le moule CBR. Les éléments sont arrangés manuellement en appliquant de légers coups sur les parois du moule et avoir la surface supérieure de l'échantillon aussi régulière que possible.

Appliquer à la surface de l'échantillon (en une seule couche) 100 coups de dame Proctor Normal distribués conformément au mode opératoire de compactage dans l'essai Proctor. A la fin du pilonnage, récupérer tout le matériau contenu dans le moule CBR et le tamiser et peser les refus des tamis suivants :

- 1, 2, 5, 10 mm (cas de la fraction 10/20 mm utilisé).

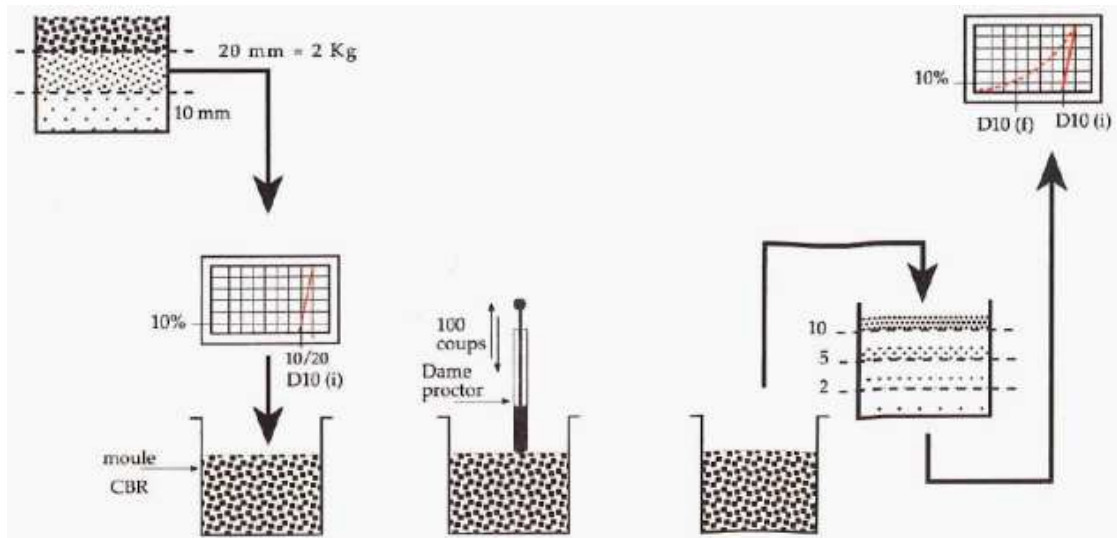


Figure VI.6. Etapes d'un essai de Fragmentabilité.

Les essais de références établis par la norme sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Valeurs de références.

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

VI.4.8. Résultats obtenus

Après avoir effectué ces essais sur les matériaux calcaires, nous avons obtenu les résultats suivant :

Tracer les courbes granulométriques avant et après essais (pilonnage) sur un même graphe et déterminer les D_{10} correspondants aux deux courbes (avant et après essai)

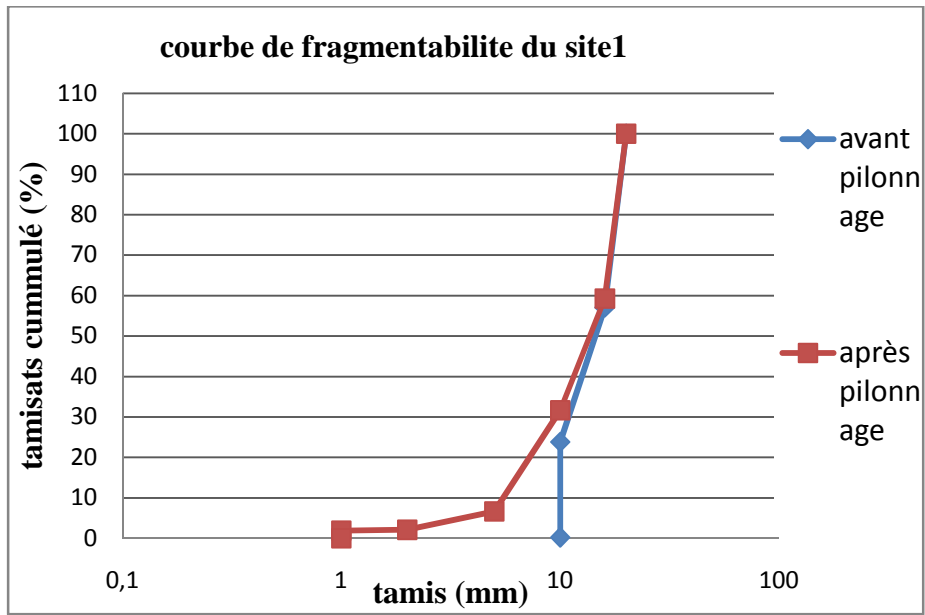


Figure VI.9 : Courbes granulométriques avant et après essai du site1

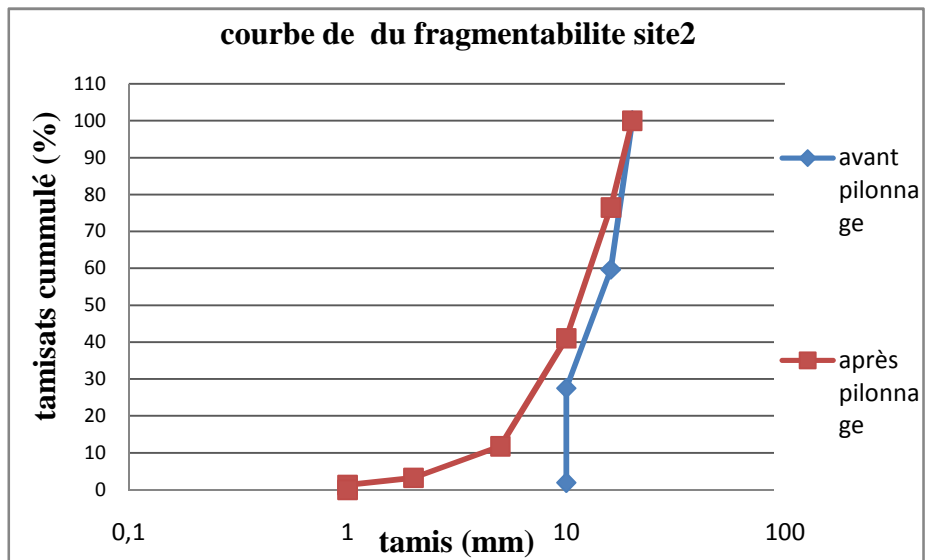


Figure VI.10 : Courbes granulométriques avant et après essai du site2

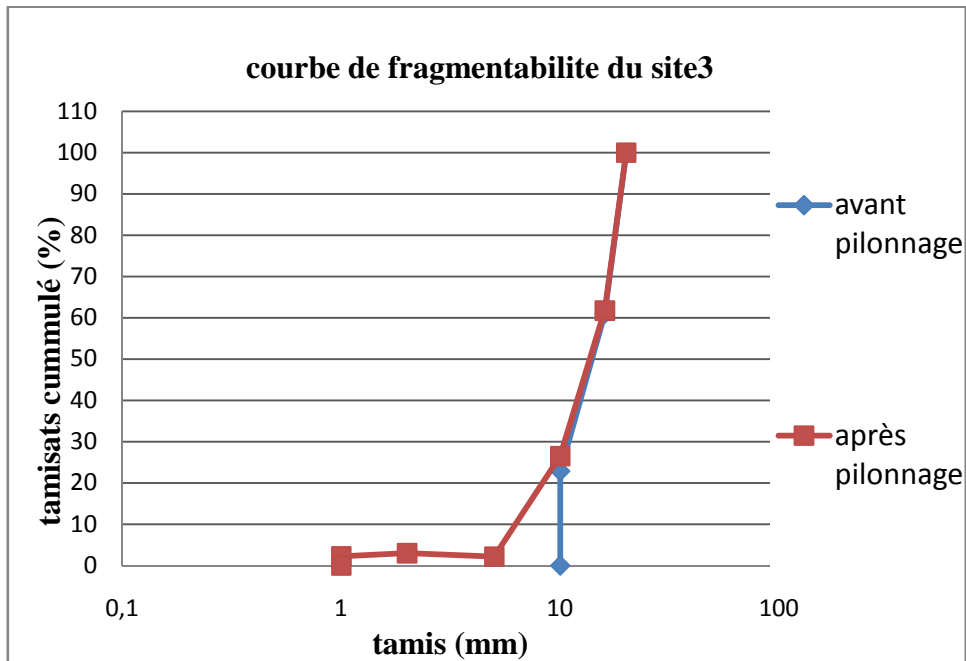


Figure VI.11 : Courbes granulométriques avant et après essai du site3

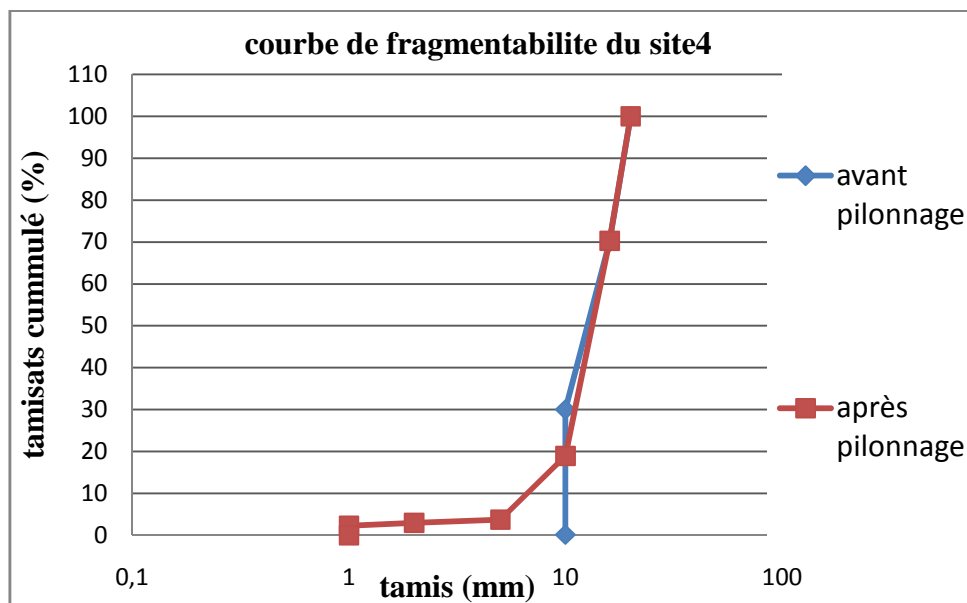


Figure VI.12 : Courbes granulométriques avant et après pilonnage essai du site4

➤ **Comparaison du coefficient de Fragmentabilité des différents calcaires**

Tableau VI.9 : Coefficients de Fragmentabilité des différents calcaires.

Sites	Coefficient de Fragmentabilité
Site 1	2.38
Site2	2.755
Site3	2.290
Site4	3.000

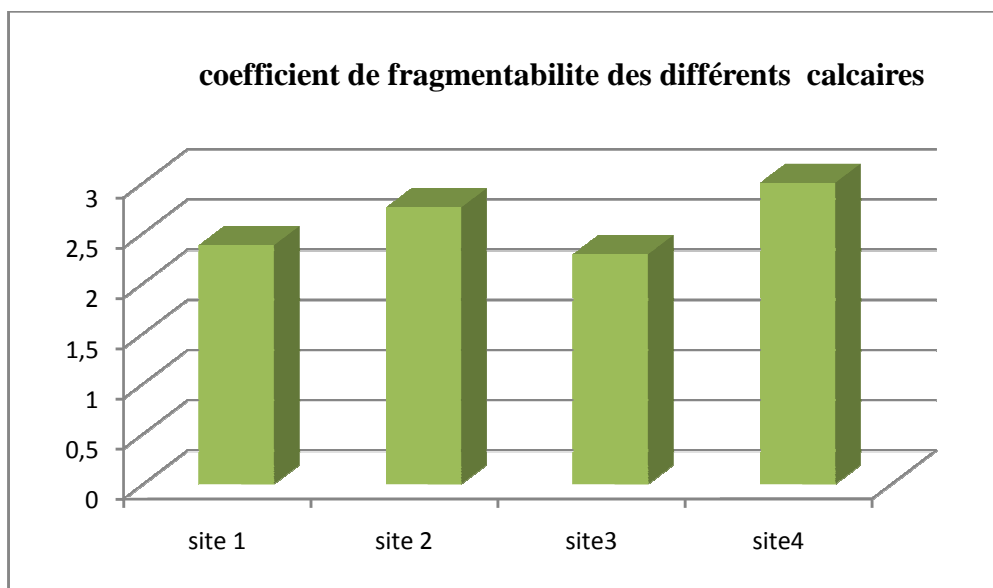


Figure VI.15 : Résultats comparatifs des différents calcaires.

➤ Interprétation des résultats

En comparant les résultats obtenus aux résultats présentés dans le tableau VI.9. nous pouvons constater que les échantillons étudiés ont présenté des coefficients de Fragmentabilité très faibles $FR < 7$. Ils se comportent comme un matériau rocheux peu fragmentable.

On peut dire ainsi, que les calcaires étudiés du point de vue fragmentabilité peuvent être proposés pour une utilisation en couches inférieures de chaussées sous tout trafic.

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

VI.5.1. Objectif de l'essai

L'essai de dégradabilité, exprimé par le coefficient de dégradabilité (DR) permet l'identification et la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières (norme NF P 11-300).

L'essai permet l'étude du degré de dégradabilité des matériaux rocheux dégradables (roches argileuses : marnes, argilites, schistes sédimentaires,...) et de qualifier leur sensibilité aux sollicitations hydriques (risque d'évolution à long terme).

VI.5.2. Principe de l'essai

Qualifie la sensibilité du matériau rocheux aux sollicitations hydriques (risque d'évolution à long terme).

VI.5.3. Exécution de l'essai

L'essai consiste à déterminer la réduction du D10 d'un échantillon de granularité 10/10mm donnée soumis à quatre cycles imbibition-séchage conventionnels selon la norme NF P 94-056.

La préparation de la fraction 10/10mm s'effectue avec les deux tamis 10 et 20mm puis on refait l'analyse granulométrique avec la série de tamis 10, 16 et 20 mm

A la fin des cycles imbibition-séchage nous procédons au tamisage à sec de l'échantillon au travers de la colonne de tamis suivante : 1, 2, 5 et 10 mm.

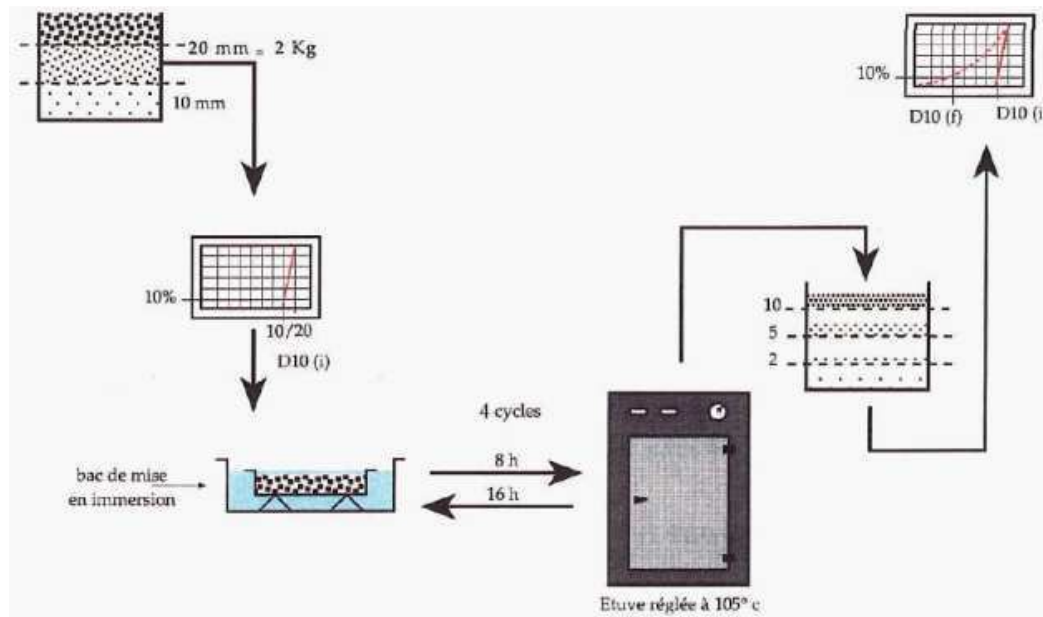


Figure .VI.16. Étapes d’un essai de dégradabilité.

VI.5.4. Expression des résultats

En se basant sur les masses des refus déterminées au tamisage du matériau avant et après essais (avant et après imbibition-séchage) sur les série de tamis définies précédemment, tracer les courbes granulométriques correspondantes sur un même graphique.

-Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux seuils de référence établis par la norme qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.10. Classification des matériaux rocheux selon le coefficient DG.

Coefficient de dégradabilité	Nature de matériau
$DG \geq 10$	Matériaux rocheux très dégradables
$5 < DG < 10$	Matériau rocheux moyennement dégradables
$DG < 5$	Matériau rocheux peu dégradables

VI.5.5. Matériaux utilisés

On a réalisé des essais de dégradabilité sur les différents calcaires :

VI.5.6. Résultats obtenus

Après avoir effectué ces essais sur les matériaux calcaires, nous avons obtenu les résultats suivant :

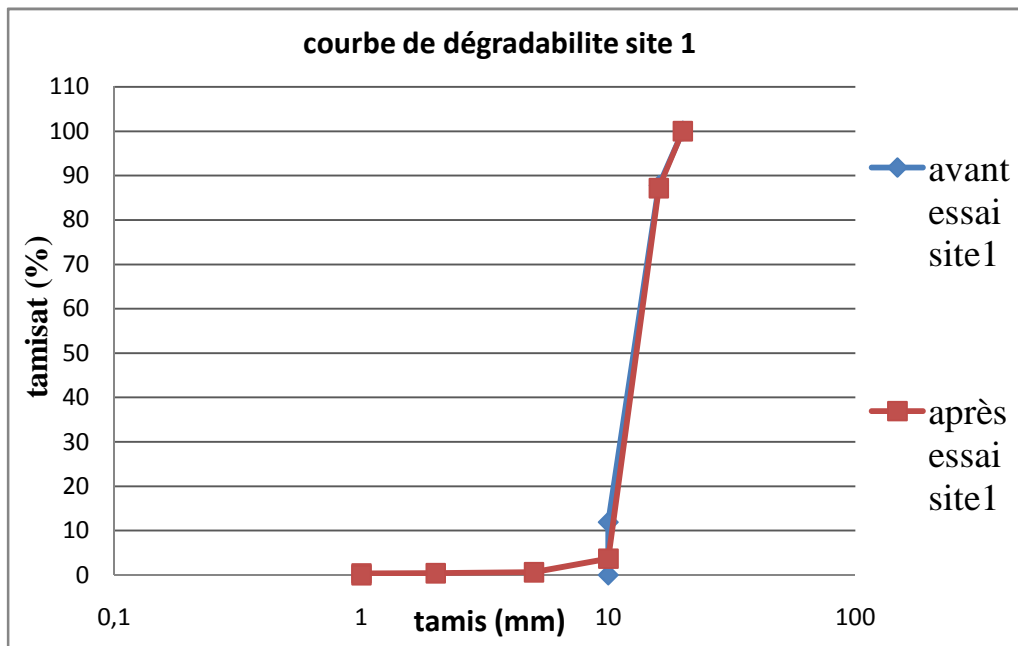


Figure .VI.17. Courbes granulométriques du site1.

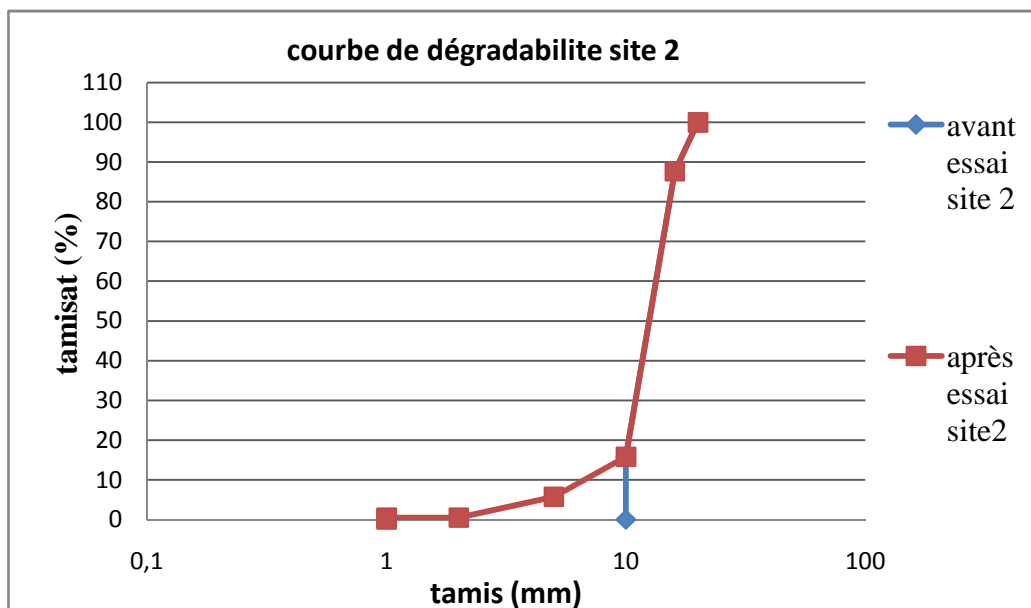


Figure .VI.18. Courbes granulométriques du site2.

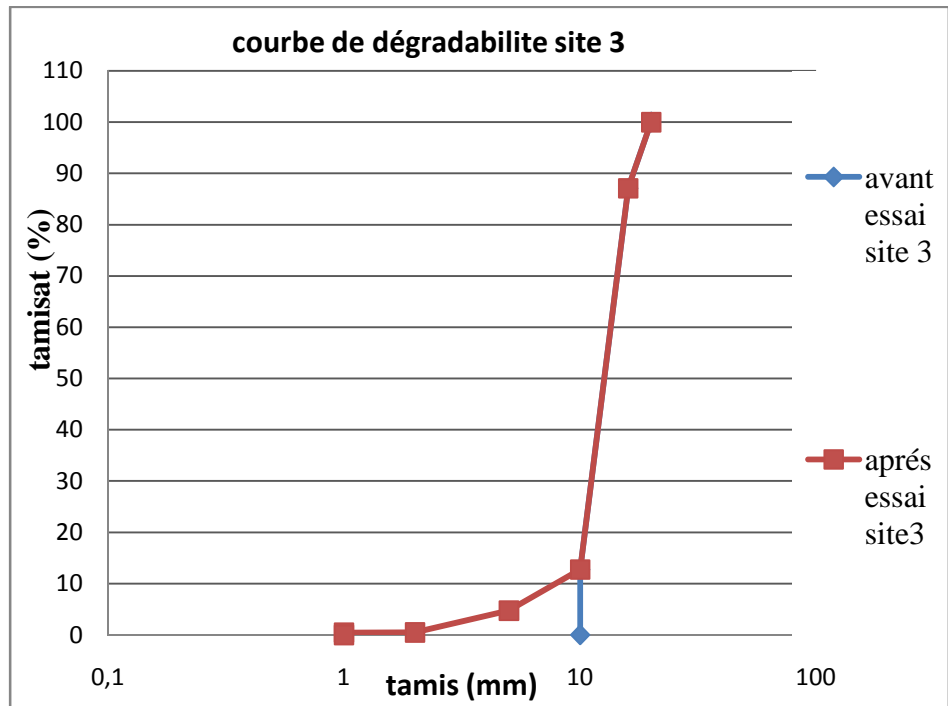


Figure .VI.19. Courbes granulométriques du site3.

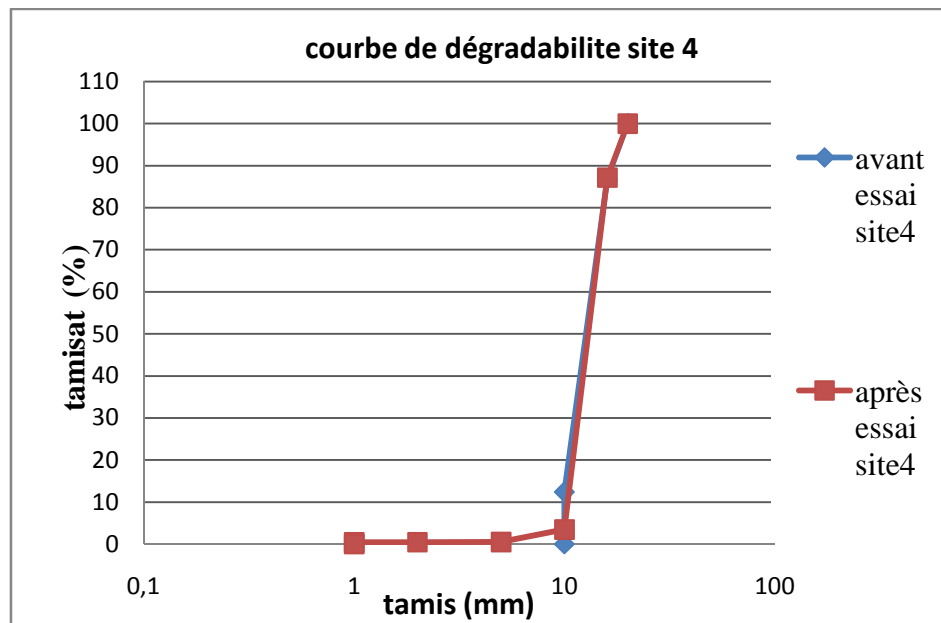


Figure .VI.20.Courbes granulométriques du site4.

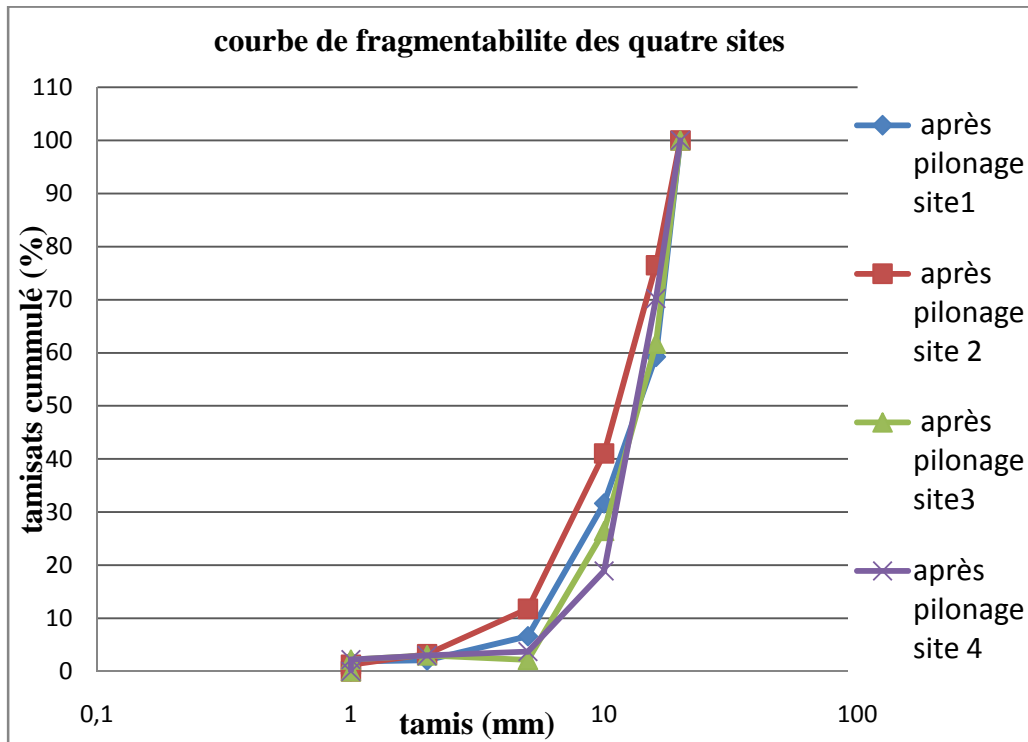


Figure .VI.21. Courbes granulométriques des quatre sites avant essai.

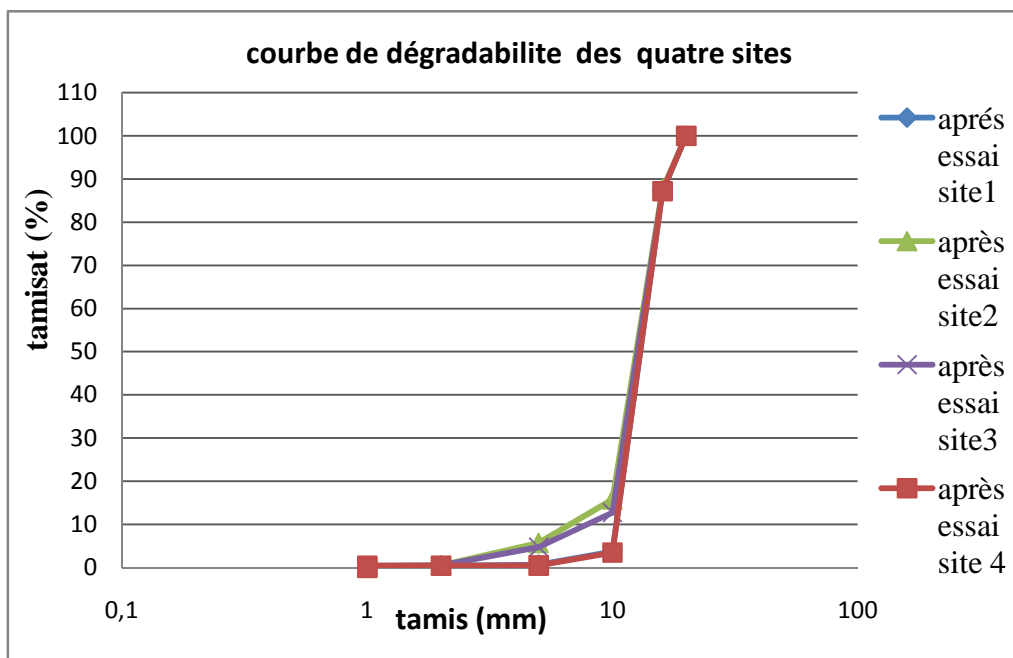


Figure .VI.22. Courbes granulométriques des quatre sites après essai.

Tableau .VI.11. Coefficients de dégradabilité des différents calcaires.

Sites	Coefficient de dégradabilité
Site 1	0.99
Site2	1.32
Site3	1.06
Site4	1.03

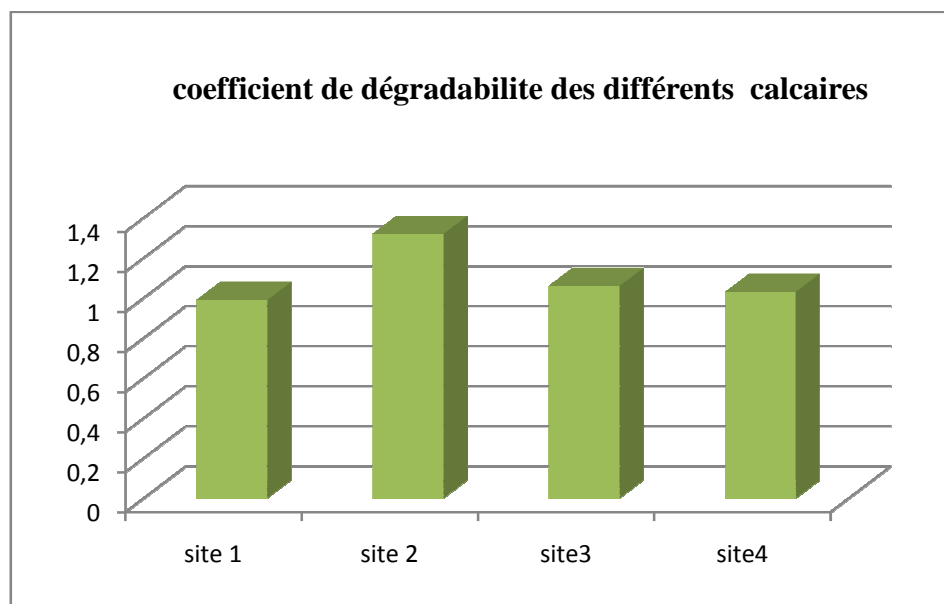


Figure .VI. 23. Courbes granulométriques du calcaire.

➤ Interprétation des résultats

En se référant aux valeurs de référence présentées dans le tableau VI.11, nous constatons que les calcaires étudiés font partie des matériaux rocheux peu dégradables, ($DG < 5$). Leur utilisation en couche de chaussées est très envisageable.

VI. 6. Conclusion

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

En se basant sur les résultats obtenus, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés ont présenté des comportements très intéressants et peuvent être proposés pour une utilisation en couches inférieures de chaussées (couche de fondations et couche de base) sous tout trafic.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail réalisé, fait partie d'une étude globale sur la valorisation des matériaux locaux. Il vise particulièrement à l'exploitation et à la valorisation de nouvelles sources de granulats naturelles calcaires, en vue de leurs utilisations dans le domaine routier (couches de fondations et couches de base).

Les chercheurs exploitent de plus en plus de nouveaux sites de différentes roches pour l'exploitation et l'utilisation dans le domaine du bâtiment et travaux publics, qui seront accessibles et disponibles en quantités suffisantes pour notre pays, tels que les calcaires.

Nous avons essayés de faire une synthèse sur la signification et les définitions des calcaires, où nous avons entamé une étude expérimentale au laboratoire sur les différents calcaires prélevés en Kabylie, ainsi nous avons présenté toutes les caractéristiques physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques.

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

- Les calcaires étudiés présentent des teneurs en eau naturelles, des indices des vides et porosité très faibles, avec des résultats de limites d'Atterberg non mesurables.
- L'analyse minéralogique réalisée montre que les calcaires étudiés comportent des mélanges de minéraux suivant (Muscovite, quartz, dolomite, aragonite, hydroxydes de fer) à des proportions très variables en fonction des sites de leur prélèvement.
- La teneur en CaCO_3 est entre 92 et 95%, ce qui confirme effectivement que les matériaux étudiés sont des calcaires.
- La teneur en matières organiques est négligeable donc absence des matières organiques dans les quatre échantillons,
- Les calcaires étudiés présentent une très bonne aptitude au compactage avec des densités sèches supérieures à 2,00 et des teneurs en eau moyennes (5.9 à 6.5%).
- Les indices CBR avant et après immersion obtenus pour les calcaires sur les différents sites avant et après immersion développent des portances très intéressantes.
- Les calcaires étudiés sont non gonflants en présence d'eau. Une caractéristique très recherchée et très intéressante pour un matériau routier.
- Les résultats obtenus montrent que le comportement en cisaillement des différents

Conclusion générale

calcaires est très intéressant et les caractéristiques mécaniques développées en cisaillement sont satisfaisantes. Les angles de frottement internes des calcaires étudiés sont assez élevés, notamment pour les calcaires issus des quatre sites. Avec des cohésions acceptables pour ce type de matériaux.

➤ D'après les résultats obtenus aux essais routiers, nous pouvons conclure que les matériaux étudiés ont présenté des comportements très intéressants avec des caractéristiques permettant de les classer parmi les matériaux de catégorie C, peu dégradables et peu fragmentables.

Ce travail de recherche peut présenter un intérêt capital en géotechnique routière pour notre région, sur l'aspect économique, écologique et environnemental.

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

Références bibliographiques

Norme AFNOR C.B.R (NF P 94 – 078).

Norme AFNOR la teneur en eau (NF P 94 – 050). Norme AFNOR limite d'Atterberg (NF P 94-051). Norme AFNOR compactage de sol (NF P 94 - 093).

Norme AFNOR densité volumique des grains solides (NF P 94 - 054). Norme AFNOR le cisaillement (NF P 94-71 - 1).

Norme AFNOR chlorures solubles dans l'eau NF EN 1744- 1 (P 18 – 660 - 1). Norme AFNOR teneur en matière organique (NF P 94 - 047).

Norme AFNOR densité volumique sèche (NF P 94 - 064). Norme AFNOR teneur en carbonate (NF P 94 - 048).

Norme AFNOR teneur en sulfate NF EN 1744 - 1 (P 18 - 660 - 1) et (NF P 18 - 011). Norme AFNOR densité volumique humide (NF P 94 - 053).

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

LCPC, 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide technique. NF EN 13-285, 2018. Fuseau granulométrique de matériaux routiers.

NF P94-054, 1991. Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau.

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

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

NF P18-571, 2011. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-DEVAL).

NF P18-573, 2010. Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

NF P 11-300, 1992. Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

NF P 94-067, 1992. Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux

rocheux.

Boudlal O., (2007). Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, mémoire de Magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Boudlal O et Melbouci B., (2012). Étude macroscopique du comportement des multicouches (argile- marne) de la Grande Kabylie (Algérie): étude expérimentale à l'appareil triaxial. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* Vol. 16, No. 6, June 2012, 669–682.

Boudlal O., (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations, Thèse de Doctorat de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Freissmuth H., (2002). Influence de l'eau sur le comportement mécanique des roches argileuses, Thèse de doctorat, Ecole Des Mines De Paris.

Phillippe Carillo, Jean Barillot et Hervé Cabanes., (2020). La route et ses chaussées, Manuel Arsenie., (2013)., Les chaussées bitumineuses épaisses.

ALLOU., (2013)., principe illustrant les agressivités respectives vis-à-vis de chaussée d'un poids lourd.

Carillo et al., (2020)., Matériaux constitutifs des chaussées souples. Brochet., (1993)., Durée de vie d'une chaussées

TECHNIROUTE., (2009)., Constitution d'une structure de chaussée. De travaux publics.

Berga A. (2003-2004). *Eléments de Mécanique des Sols*. Centre Universitaire de Béchar. Brette A., (2002). Cours de laboratoire partie 6 - les sols, Lycée Pierre Caraminot 19300 E Brette., (2002). Traitement des chaussées.

Degoutte G et Royet P., (2009). Aide-mémoire de mécanique des sols, publication de l'ENGREF, France, pp 15 à 18.

Durville J L et Héraud H., (1995). Description des roches et des massifs rocheux. C352, traité Construction, nov. 1995.

Magnan J. P., (1997). Description, identification et classification des sols "Techniques de l'Ingénieur, traité de construction.

A Bernard., (2016). L'essai de cisaillement à la grande boîte de cisaillement.

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.

Callaud., (2004). Cours de mécanique des sols, Tome I : propriétés des sols. Institut International d'Ingénieur de l'Eau et de l'Environnement, groupe EIER - ETSHER.

Cordary D., (1994). Mécanique des sols, Edition Lavoisier, Paris. Korczynski., (2012). Classification du trafic.