

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

Master En Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté Par :

Kadri Youcef
Brahimi Djamel

THEME

Etude Du Comportement Des Matériaux Locaux De La
Région d'Adrar Dans Des Applications En Technique
Routière

Jury d'évaluation composé de :

Dr. AKACEM Mustapha	Univ. Adrar	Examineur
Dr. BENNACER Lyacine	Univ. Adrar	Examineur
Mr. MOULAY OMAR Hassane	Univ. Adrar	Encadreur

Année Universitaire 2020-2021



شهادة الترخيص بالإيداع

انا الأستاذ(ة): مولاي عمر حسان

المشرف مذكرة الماجستير.

الموسومة بـ: Etude du comportement des matériaux locaux de la région d'Adrar dans des applications en technique routière.

من إنجاز الطالب(ة): قادر يوسفي

و الطالب(ة): ابراهيم جبال

كلية: العلوم والتكنولوجيا

القسم: علوم التكنولوجيا

التخصص: هندسة مدنية: جيوتقنية

تاريخ تقييم / مناقشة: 2021/06/16

أشهد ان الطلبة قد قاموا بالتعديلات والتصحيحات المطلوبة من طرف لجنة التقييم / المناقشة، وان المطابقة بين النسخة الورقية والإلكترونية استوفت جميع شروطها. وبإمكانهم إيداع النسخ الورقية (02) والإلكترونية (PDF).

- امضاء المشرف:

ادرار في: 2021/07/01

مساعد رئيس القسم:

مصوي رمضان
مساعد رئيس قسم علوم التكنولوجيا مكلف بالتدريس
والتعليم في التدرج بكلية العلوم والتكنولوجيا

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remerciant ALLAH qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous souhaitant adresser nos vifs remerciements à nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Nous tenant à remercier sincèrement nos encadrants de mémoire de fin d'études **Mr. Moulay Omar**, **Mm. Souilem Hadjer**, pour leurs précieux conseils et orientation ficelée tout au long de notre recherche, Qu'Allah les récompense. Nous tenons à remercier aussi les personnes du laboratoire des travaux publics du sud (LTPS unité d'Adrar), pour leur aide et assistance durant le déroulement des expériences.

Egalement, ces remerciements vont à tous nos enseignants chacun à son nom.

Nous n'oublions pas de remercier toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.



Résumé :

Afin de fournir une base de références pour de futures recherches dans le domaine des routes, nous avons traité dans cette recherche une étude qui inclut l'exploitation de matériaux locaux dans des zones qui souffrent d'un manque de ressources primaires, où nous avons mené des expérimentations sur le tuf et gravier artificiel dans la région de l'Adrar, et notre objectif principal est de trouver un mélange de tuf et de gravier artificiel dans certaines proportions pour obtenir les meilleures propriétés mécaniques et physiques.

Les résultats obtenus ont montré que l'ajout de sable concasse a contribué de manière significative à l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques de ce matériau (tuf).

Mots clés : tuf, sable concasse, valorisation, matériaux locaux, technique routière, compactage

ملخص:

قصد توفير قاعدة من المراجع للأبحاث المستقبلية في مجال الطرقات تناولنا في هذا البحث دراسة تشمل استغلال المواد المحلية في المناطق التي تعاني من نقص في الموارد الأولية، حيث قمنا بإجراء تجارب على الطف والحصى الاصطناعي لمنطقة أدرار وهدفنا الرئيسي هو إيجاد خليط الطف مع الحصى الاصطناعي بنسب معينة للحصول على أحسن الخصائص الميكانيكية و الفيزيائية.

وقد أظهرت النتائج المحصل عليها أن إضافة الحصى الاصطناعي ساهم بشكل كبير في تحسين الخصائص الفيزيائية والميكانيكية لهذه المادة (الطف).

كلمات دلالية: الطف، الحصى الاصطناعي، تميمين، مواد محلية، تقنية الطرق، الرص

Sommaire

Introduction Générale.....	01
Chapitre I: Généralités Sur Les Matériaux Locaux ET La Structure De La Chaussées	
I.1 Introduction	03
I.2 Définition de tuf	03
I.2.1. Les encroûtements calcaires	03
I.2.2. Les encroûtements gypseux.....	04
I.2.3 Les encroûtements mixtes	04
I.3 utilisation des tufs calcaires en constructions routières	05
I.3.1 assises de chaussées.....	05
I.3.1.1 Couche de fondation.....	05
I.3.1.2 Couche de base.....	05
I.3.2 Remblais.....	06
I.4 Comportement mécanique des Tufs.....	07
I.4.1 Comportement au Durcissement.....	07
I.4.2 Comportement aux chargements	08
I.4.2.1 Chargement statique	08
I.4.2.2 Chargements répétés.....	10
I.4.3 Influence de la teneur en eau	12
I.4.4 Comportement après dessiccation	13
I.4.5 Les mélange de tuf et d'un autre granulat	14
I.4.5.1 Mélanges de tufs et de graves.....	14
I.4.5.2 Tufs – Sables – Bitume.....	15
I.4.5.3 Tufs – Sable de dune	15
I.5 Classification des tufs calcaires	16
I.5.1 Classification selon la teneur en carbonate de calcium (CaCO ₃).....	16
I.5.2 Classification selon le processus pédologique.....	17

I.6 Définition des sables.....	18
I.6.1 Les Sables artificiels	19
I.6.2 Les Sables naturels.....	20
I.6.3 Propriétés physiques du sable	20
I.7 Utilisation des sables naturels et artificiels.....	20
I.8 Conclusion.....	21

Chapitre II : *Généralité Sur Les Routes*

II.1 Constitution des chaussées.....	23
II.1.1 introduction	23
II.1.2 Constitution et rôle d'une chaussée	23
II.1.2.1 Les chaussées	23
II.1.2.2 Les différentes couches de la chaussée	23
II.1.3 Matériaux utilisés dans la structure de la chaussée	24
II.1.3.1 Matériaux utilisés dans la couche de forme	24
II.1.3.2 Matériaux utilisés dans les assises de chaussées Les matériaux	24
II.1.3.3. Matériaux utilisés dans la couche de surface.....	25
II.1.4 les différentes structures de chaussées	26
II.1.4.1 Les chaussées souples	26
II.1.4.2 Les chaussées semi-rigides	26
II.1.4.3 Les chaussées rigides	26
II.1.4.5 Les chaussées à structure mixte	26
II.1.5 Rôles des couches.....	27
II.1.5.1 Rôle de couche de roulement	27
II.1.5.2 Rôle de couche de liaison.....	27
II.2 Le tracé routier	28
II.2.1 Les représentations du tracé routier.....	28
II.2.1.1 Le tracé en plan	28

II.2.1.2 Le profil en long	28
II.2.1.3 Les profils en travers	28
II.2.2 Information des différents plans.....	29
II.2.2.1 Informations du tracé en plan	29
II.2.2.2 Informations du profil en long	29
II.2.2.3 Informations des profils en travers type	30
II.2.2.3.1 Informations des profils en travers par axe.	30
II.2.3 Principes géométriques des tracés routiers	31
II.2.3.1 Les profils en travers	31
II.2.3.2 Les virages.....	31
II.2.3.3 Les rampes et pentes	32
II.2.4 Les carrefours giratoires	32
II.2.4.1 Définition	32
II.2.4.2 Principaux éléments et paramètres d'un carrefour giratoire	32
II.2.4.2.1 Rayon de l'ilot central	32
II.2.4.2.2 Largeur de la chaussée annulaire.	33
II.2.4.2.3 Dévers de la chaussée	33
II.3 Profil En Travers.....	34
II.3.1 introduction	34
II.3.2 Eléments constitutifs du profil en travers.....	35
II.3.3 voies de circulation	36
II.3.3.1 Nombre de voies	36
II.3.4 Les dévers	36
II.4 Profil En Long	37
II.4.1 Introduction.....	37
II.4.2 Règles a respecté dans le profil en long	37
II.4.3 Coordination du tracé en plan et du profil en long.....	38

II.4.4 La déclivité.....	38
II.4.4.1 Déclivité minimale.....	38
II.4.4.2 Déclivité maximale.....	39
II.4.5 Raccordement en profil en long.....	39
II.4.5.1 Raccordement convexe.	39
II.5 CLASSIFICATION GTR.....	40
II.5.1 Définitions.....	40
II.5.2 Classification des matériaux GTR.....	40
II.5.3 Analyse des différents paramètres de classification des sols.....	41
II.5.3.1 Paramètres de nature.....	41
II.5.3.1.1 La granularité	41
II.5.3.1.2 L'indice de plasticité Ip.....	42
II.5.3.1.3 La valeur de bleu de méthylène VBS.....	42
II.5.3.2 Paramètres de comportement mécanique.....	42
II.5.3.3 Paramètres d'état.....	43
II.5.4 Différents états hydriques considérés	43
II.5.5 Différents états hydriques considérés.....	44
II.6 Conclusion	45

Chapitre III : *Identification Géotechnique Des Matériaux Etudie*

III.1 introduction	47
III.2. Localisation des matériaux.....	47
III.2.1 La carrière de la route de l'aéroport.....	47
III.2.2. La carrière Coussane	48
III.3. Etude d'identification géotechnique.....	48
III.3.1 Les essais d'identification	49
III.3.1.1 le poids volumique des grains solides	49
III.3.1.2 Analyse granulométrique par tamisage.....	51

III.3.1.3	les limites d 'Atterberg.....	56
III.3.1.4	équivalent du sable(ES	58
III.3.1.5	Essai au bleu Méthylène (VBS)	61
III.3.2	Les essais mécaniques.....	64
III.3.2.1	Essai Proctor modifié	64
III.3.2.2	Essai CBR.....	67
III.3.2.3	Essai compression simple.....	68
III.4	Classification LCPC, GTR des matériaux.....	70
III.4.1.	Classification de LCPC	70
III.4.2.	Classification de GTR.	70
III.5	Conclusion.....	71
<i>Chapitre IV : Etude Des Propriétés Mécaniques Des Compositions De Matériaux Locaux</i>		
IV.1	Introduction	73
IV.2	Analyse chimique sommaire	74
IV.3	Essai Proctor modifié.....	75
IV.4	Essai de portance, essai CBR.....	76
IV.5	Essai compression simple.....	78
IV.6	Conclusion	81
	Conclusion general	82
	Références Bibliographiques.....	84
	Annexe	85

Liste des figures

Figure I.1 : Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaires conservés en trois modes différents (a Tufs Tunisian (Ben-Dhia, 1983), (b) Tuf algérien (Boukezzi, 1997).....	08
Figure I.2 Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes (Gidel, 2001)	11
Figure I.3 Schema de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994a cités par Gidel, 2001)	11
Figure I.4 Influence de la teneur en eau sur le MR (Tian et al. 1998)	12
Figure I.5 Comparaison de l'évolution de déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents (Ben-Dhia, 1983).....	13
Figure I.6 Limites des charges supportables immédiats et après 6 mois de conservation avec dessiccation	13
Figure I.7 Limites des charges supportables immédiats et après 1 mois de conservation avec dessiccation	13
Figure I.8 Accotement réalisé à partir d'un mélange contenant 50% de tuf et 50% de grave 0/50 Colombier, 1988.....	15
Figure I.9 Influence du taux d'incorporation de sable (a) sur la densité sèche (b) sur l'indice portant ICBR (Morsli et al., 2007)	16
Figure I.10 Classification des encroûtements calcaires d'après Ruellan à partir du processus pédologique (encroûtements mûr).....	18
Figure II.1 Les différentes couches qui constituent la structure de la chaussée.....	24
Figure II.2 Types de chaussée	27
Figure II.3 Profil en Travers	35
Figure II.4 Schéma de la courbe du profil en long.	38
Figure II.5 définition des termes de l'ensemble de chaussée	40
Figure III.1 Courbet d'analyse granulométrique du tuf.....	54

Figure III.2 Courbe d'analyse granulométrique du sable concassé	55
Figure III.3 Abaque de plasticité de Casagrande.....	58
Figure III.4 Courbe de Proctor modifié du tuf	65
Figure III.5 Courbe de Proctor modifié du sable concassé.....	66
Figure III.6 Courbe de poinçonnement du tuf.....	68
Figure IV.1 Organigramme de recherché d'une formulation optimale	73
Figure IV.2 les diagrammes de Proctor modifié des différents mélanges	75
Figure IV.3 : La variation de (γ_d/γ_w) Max et WOPM des différents mélanges.....	76
Figure IV.4 Courbes l'indice portant (CBR) des différents mélanges	77
Figure IV.5 La variation de la pression par rapport l'enfoncement des différents mélanges	77
Figure IV. 6 la variation de déplacement par rapport le temps	79
Figure IV.7 la variation de force par rapport le temps.....	79

Liste des Tableau

Tableau I.1 Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de fondation en Algérie (d'après Colombier, 1988).....	05
Tableau I.2 Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de base en Algérie (d'après Colombier, 1988).....	06
Tableau I.3 Critères d'utilisation des tufs calcaires en remblais en Algérie (d'après Colombier).....	06
bleau I.4 Caractéristique de ruptures et de déformations pour différents tufs et graves témoins	10
Tableau I.5 Classification d'encroûtements proprement dits	17

Tableau II.1 Tableau synoptique des caractéristiques d'un giratoire	34
Tableau III.1 les résultats obtenus.....	50
Tableau III.2 Poids volumiques sec de quelques minéraux.....	50
Tableau III.3 Résultats de l'analyse granulométrique du tuf et sable concasse.....	53
Tableau III.4 Résultats de limites d'Atterberg des matériaux.....	57
Tableau III.5 Classification suivant IP	57
Tableau III.6 Résultats d'équivalent de sable du tuf et du sable concassé	60
Tableau III.7 Nature et qualité du sable en fonction de l'ES.....	61
Tableau III.8 Résultats de l'essai la VBS du tuf et de sable concassé.....	63
Tableau III.9 Classifications des sols d'après Philipponnat (1997).....	63
Tableau III.10 résumé les résultats de Proctor modifie	66
Tableau III.11 tableau de résultat CBR	68
Tableau III.12 résultat final de la compression simple.....	69
Tableau IV.1 Analyse chimique sommaire de quelque échantillon.....	74
Tableau IV.2 résumé des résultats Proctor des différents mélanges.....	75
Tableau IV.3 résultats d'essai CBR.....	76
Tableau IV.4 certain paramètres après le croisement de différents mélanges.....	80

Liste des photos

Photo I.1 : Sable concassé	19
Photo I.2 : Sable de dune	19
Photo III.1 : Carte de localisation de la carrière étudiée (tuf) en cercle bleu.	47
Photo III.2 : le matériau local (tuf)	48

Photo III.3 : Carte de localisation de la carrière étudiée (sable concassé)	48
Photo III.4: Mode opératoire de l'essai poids volumique des grains solides	50
Photo III.5: photos d'exécution de l'essai analyse granulométrique	52
Photo III.6 : limites d'Atterberg.	56
Photo III.7: photos d'exécution l'essai limites d'Atterberg.	57
Photo III.8: Mode opératoire de l'essai d'équivalent de sable	60
Photo III.9 : Mode opératoire de l'essai bleu de méthylène.....	62
Photo III.10: Résultats de l'essai la valeur de bleu (tuf et sable concassé)	63
Photo III.11 : Mode opératoire de l'essai Proctor modifié.....	65
Photo III.12: Mode opératoire de l'essai CBR	67
Photo III.13: Mode opératoire de l'essai compression simple	69
Photo IV.1 Présentation et écrasement des éprouvettes à la compression simple	78

Liste des symboles

γ_s	Poids spécifique des particules solides (kN/m ³).
W_s	Poids du sol sec (kN).
V_s	Volume des particules solides (m ³).
W₁	Pycnomètre vide (g).
W₂	Pycnomètre + l'eau distillé jusqu'à le repère (g).
W₃	Pycnomètre + l'échantillon (g).
W₄	Pycnomètre+ l'échantillon + l'eau (g).
R_c	Refus cumulés (%).
T_c	Tamisât cumulés (%).
C_u	Le coefficient d'uniformité.
C_c	Le coefficient de courbure.
M	Masse de l'échantillon (g).
D	Dimension maximale des plus gros éléments appréciée visuellement (mm).
W_L	Limite de liquidité (%).
W_P	Limite de plasticité (%).
I_P	Indice de plasticité (%).
N	Nombre de coups.
ω_N	La teneur en eau correspondant au nombre de coups N (%).
ES_v	La valeur de l'équivalent de sable visuel (%).

Esp	La valeur de l'équivalent de sable par piston (%).
h1	Hauteur (sable+ éléments fines) (cm).
h2	Hauteur (sable propre seulement) ;(visuel) (cm).
h'2	Hauteur (sable propre seulement) ;(par piston) (cm).
ES	La valeur de l'équivalent de sable (%).
Vb	La valeur de bleu (cm ³ /g).
VBS	La valeur de bleu du sol.
Cd	La proportion de la classe granulaire 0/d dans la fraction totale 0/D (%).
SST	La surface spécifique totale (m ² /g)
$\gamma d/\gamma w$	La Densité sèche.
W	La teneur en eau (%).
γd_{OPM}	La densité sèche maximale à l'optimum Proctor (g/cm ³).
$(\gamma d/\gamma w)_{max}$	La Densité sèche maximale.
WOPt	La teneur en eau optimal (%).
IPI	Indice portant immédiat.
CBR	Californien Bearing Ratio.
ICBR	Indice Californien Bearing Ratio.
Rc	Résistance à la compression simple (Bar).
Rt	Résistance à la traction simple (Bar).
ΔH	L'enfoncement (mm).

F	Force (kN).
F1	L'effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (kN).
F2	L'effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (kN).
Ø	Diamètre du moule (cm).
M1	La masse du matériau utilisé (g).
SC	Sable concasse

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine routier est un sous-secteur des travaux publics et est un très important et nécessaire au développement du pays, puisque la route constitue le support indispensable aux déplacements, au transport et à tous les échanges.

Sachant que le secteur des travaux publics remplit des bases fondamentales ayant un effet d'entraînement sur la dynamique de développement du pays.

Les routes dans les régions Sahariennes sont des ouvrages stratégiques pour le développement du sud Algérien. En effet le réseau routier est le seul moyen de liaison dans les différentes régions, que ce soit pour le transport des voyageurs que celui des marchandises malgré les gros efforts mis en oeuvre par les autorités Algériennes le transport routier reste le meilleur moyen de communication au Sahara.

Dans ce travail nous nous sommes préposés d'abord de comprendre et d'analyser les propriétés des Matériaux Locaux (tuf et le sable concasse), dans un contexte général pour qu'ensuite nous pencher sur la particularité de ces matériaux de notre région d'Adrar dans la conception des couches d'assises durables.

Dans les zones désertiques, le manque de matériaux de pavage entraîne généralement une pénurie de projets de ce type, ce qui nous ramène à utiliser des matériaux spécifiques particulièrement dans les zones arides

Pour cela, un investissement doit être réalisé des matériaux locaux de construction, sable, argile, gypse, pierre, la chaux et dérivés de palmiers, à la faveur de leur abondance dans les régions sahariennes, et leurs exploitations dans les travaux publics et les routes.

Donc dans cette étude, nous essaierons de mélanger des matériaux locaux afin de les exploiter et de couvrir la pénurie de ces matériaux.

Chapitre I



Généralités Sur Les Matériaux Locaux



1.1 Introduction

L'utilisation des différents types de tufs et de sables concassé, et leurs exploitations sous forme de mélange en corps de chaussées a fait l'objet de plusieurs études antérieures.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des résultats obtenus par différents auteurs, et l'analyse des conditions d'acceptabilité des matériaux à utiliser pour la construction routière.

1.2 Définition de tuf

Le Tuf est une roche non homogène poreuse, souvent pulvérulente, soit d'origine sédimentaire (tuf calcaire), soit d'origine éruptive (tuf volcanique), agrégat qu'on trouve sous forme de strates grossières, souvent sous une mince couche de terre. Les tufs se regroupent en trois catégories :

Les tufs calcaires, Les tufs gypseux, Les tufs mixtes.

1.2.1 Les encroûtements calcaires:

Les tufs calcaires existent dans la plupart des pays du bassin méditerranéen et occupent les zones à climat sec. L'abondance de cette ressource naturelle fait que leur utilisation comme matériau routier est devenue de plus en plus répandue. Parmi toutes les définitions proposées, on peut retenir celle : « Les tufs calcaires sont des roches calcaires ayant un Los Angeles supérieur à 60, une masse volumique inférieure à 20 kN/m³, une résistance à la compression simple comprise entre 5 et 10MPa, et dont la teneur en éléments fins passant au tamis de 80 microns, obtenus sur la fraction 0/20 du matériau après extraction, est de l'ordre de 10 à 40 % ». Et aussi : « La croûte calcaire est un matériau terrestre composé essentiellement, mais pas exclusivement de carbonates de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; elles sont dues à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantités plus au moins » . [1]

1.2.2. Les encroûtements gypseux:

Les encroûtements gypseux sont des compositions semblables aux encroûtements calcaires. Ils sont très abondants dans les régions à climat arides où les précipitations sont insuffisantes pour lixivier le gypse (c'est faire passer lentement un liquide à travers une poudre pour en extraire les produits solubles), qui existe déjà dans les compositions géologiques anciennes.

Ce minéral, qui contient l'ingrédient actif pour fortifier ces formations, à une très faible dureté Il peut être rayé sur l'ongle. Cette fonctionnalité peut sembler adéquate Interdire l'utilisation du gypse comme matériau de pavage dans les climats semi-humides et semi-arides. [2]

1.2.3 Les encroûtements mixtes:

Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés à prédominance carbonatée ou de tufs gypseux calcifiés à prédominance sulfatée.

Au-delà d'une certaine aridité, le développement des encroûtements calcaires est arrêté à la source, à cause de l'insuffisance des précipitations pour dissoudre et drainer le calcaire vers les nappes phréatiques; et inversement, lorsqu'on passe du climat désertique au climat semi-aride, le gypse devient instable dans les sols à cause de sa solubilité notable, les encroûtements gypseux sont relayés alors par les encroûtements calcaires.

Guettouche, explique la présence des formations calcaires au Nord Sahara, gypseuses plus au sud, dans les régions hyperarides et les gypso-calcaires dans les zones intermédiaires par la suite évaporitique caractérisant résultant de l'évaporation d'une eau, chargée en différents minéraux : le carbonate de calcium précipite en premier sous forme d'aragonite (CaCO_3), puis de gypse ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$), puis la halite (NaCl), et finalement les sels de potassium et de magnésium

Les tufs gypso-calcaires et calcaire-gypseux qui en résultent sont déconseillés en zones subhumides et semi-arides à cause de la solubilisation du gypse ; par contre ils sont utilisés dans les régions arides. [3]

1.3 Utilisation des tufs calcaires en constructions routières :

Selon ses caractéristiques, les tufs calcaires pouvant être utilisés dans le cas le plus divers comme :

- Couches de fondation, couches de base, couches de forme, accotement ;
- Pistes agricoles, routes moyennement ou fortement circulées et même autoroutes ;
- Remblais.

1.2.2 ASSISES DE CHAUSSEES:

1.2.2.1 Couche de fondation:

La couche de fondation est le domaine privilégié des tufs calcaires. L'épaisseur après compactage varie selon la nature des sols de plateforme et l'importance du trafic (forte, moyen ou faible).

Le critère fondamental de convenance est le CBR mesurée après 4 jours d'imbibition (tableau I.1) et pour une densité de 95 % de la densité maximale.

Tableau I.1: *Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de fondation en Algérie (d'après Colombier, 1988).*

Granulométrie	Suivant le fuseau
Limite de liquidité	$20 \% < W_L < 35 \%$
Indice de plasticité	$6 \% < I_P < 12 \%$
Equivalent de sable	$20 \% < ES < 35 \%$
Teneur en carbonate	$\text{CaCO}_3 > 45 \%$
CBR imbibé	$\text{CV}_{(1)} : \text{CBR} > 20$ $\text{CW}_{(2)} : \text{CBR} > 30$ $\text{RN}_{(3)} : \text{CBR} > 35$

1.2.2.2 Couche de base :

Les tufs naturels sont rarement aptes à être utilisés en couches de bases pour les routes à fort ou moyen trafic. Pour la couche de base, le CBR doit être au minimum égale à 60 (Tableau I.2). Cette portance est rarement atteinte quand les tufs subissent une immersion de 4 jours. Dans les régions sèches en peut prendre en

Compte un CBR non immergé d'où une possibilité d'utilisation des tufs en couche de base puisque leur portance immédiate est en générale très élevée. [4]

Tableau I.2 : Critères d'utilisation des tufs calcaires en couche de base en Algérie (d'après Colombier, 1988).

Granulométrie	Suivant le fuseau
Limite de liquidité	20 % < WL < 30 %
Indice de plasticité	5 % < IP < 10 %
Equivalent de sable	20 % < ES < 40 %
Teneur en carbonate	CaCO ₃ > 45 %
CBR imbibé	CV ⁽¹⁾ : CBR > 20 CW ⁽²⁾ : CBR > 30 RN ⁽³⁾ : CBR > 35

(1): chemin vicinal ; (2) : chemin de wilaya ; (3) : route nationale.

I.2.3 Remblais:

Les tufs sont également utilisés en remblais s'ils respectent certains critères présentés au tableau (I.3).

Tableau I.3 : Critères d'utilisation des tufs calcaires en remblais en Algérie (d'après Colombier)

Granulométrie	Ne doit pas être serrée
Limite de liquidité	WL < 45 %
Indice de plasticité	IP < 16 %
Equivalent de sable	15 % < ES < 40 %
Teneur en carbonate	CaCO ₃ > 30 %
CBR imbibé	CBR > 14
Densité sèche maximale	$\gamma_d \text{ max} > 1.6 \text{ g / cm}^3$
Teneur en eau optimale	W _{opt} < 16 %

D'autres spécifications pour l'utilisation des tufs en construction routière en Algérie ont été proposées par Struillou et Alloul (1984).

- Le sulfo-aluminate de chaux (par réaction du gypse avec le C_3A);
D'abord sous forme d'étrangité: $C_3ASO_4Ca31H_2O$

Puis sous forme de mono-sulfoaluminate: $C_3ASO_4Ca12H_2O$

- Le mélange tuf-ciment, procure une certaine cohésion et une résistance qui croît avec le temps, dues à la croissance des microcristaux, leur enchevêtrement et leur feutrage progressif.

- Les constituants du ciment et leur finesse, la teneur en eau et la température déterminent la vitesse et le taux d'hydratation. L'hydroxyde de chaux

$Ca(OH)_2$ formé par l'hydratation du ciment se combine aux éléments argileux du tuf.

- Dans certains cas, les particules argileuses forment autour des grains une enveloppe protectrice qui peut ralentir la prise du ciment. C'est à dire que les phénomènes d'interaction qui ont lieu et qui se poursuivent dans le temps entre l'argile et le ciment, dépendent de la composition minéralogique des argiles, ainsi que de leur quantité. [4]

1.3 Comportement mécanique des Tufts

Des études en laboratoires ont été faites pour bien connaître le comportement au compactage des tufts calcaires selon leurs caractéristiques géotechniques. Ces recherches ont été appuyées sur des essais au laboratoire pour étudier le phénomène de durcissement, et des essais à l'appareil triaxial à chargements statique et à chargements répétés.

1.3.1 Comportement au Durcissement:

La méthode la plus courante pour reproduire en laboratoire le durcissement constaté sur chantier consiste à fabriquer des éprouvettes de tufts compactés et à mesurer l'évolution de leur résistance en compression simple dans le temps, selon divers modes de conservation. Plusieurs études montrent cependant que, si le phénomène est effectivement constaté et reproduit en laboratoire, les explications

Qui en sont données peuvent être différentes et même contradictoires les auteurs ont fait varier les paramètres suivants:

- Le temps de conservation des éprouvettes
- Le taux d'imbibition,
- La température de séchage
- Le mode de conservation (avec ou sans dessiccation).

La figure I.1 représente l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour des tufs calcaires, extraits de zones différentes, conservés en trois modes différents

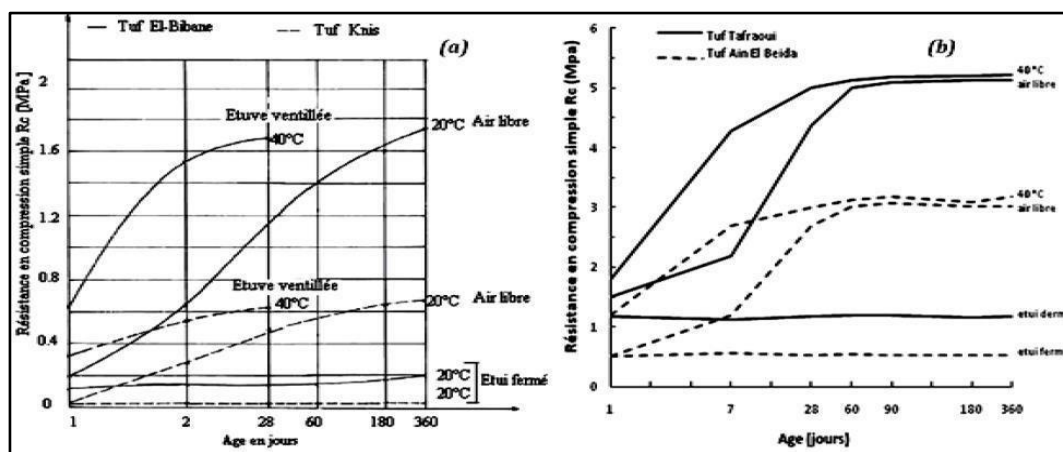


Figure I.1 Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaires conservés en trois modes différents (a) Tufs tunisiens (Ben-Dhia, 1983), (b) Tuf algérien (Boukezzi, 1997).

Les différents auteurs sont arrivés à des conclusions convergentes :

- Dans le cas d'éprouvettes soumises à la dessiccation, la résistance évolue avec le temps. Cette évolution s'opère principalement entre 7 et 28 jours et se poursuit au-delà.
- Dans le cas d'une conservation sans dessiccation, aucune évolution des caractéristiques mécaniques n'est constatée.
- La chaleur n'améliore pas la limite de résistance, mais accélère le processus.
- Les limites de résistance sont influencées par le taux de calcaire du matériau.
- Les éprouvettes se détruisent dans l'eau après quelques heures d'immersion.

I.3.2 Comportement aux chargements :

Le comportement au chargement dépend à la fois de la charge et de son mode d'application, du matériau et de sa mise en œuvre (nature minéralogique, morphologie des granulats, granulométrie, densité, teneur en eau).

On trouve dans la bibliographie, quelques études sur le comportement réversible de tufs compactés dans les conditions optimales de l'essai Proctor modifié) et d'une façon moins fournie, des travaux relatifs à leur comportement irréversible et à leur caractérisation mécanique. [1]

I.3.2.1 Chargement statique

Ben-Dhia et Paute, ont réalisé, au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St Brieuc, une étude portant sur le comportement deux tufs calcaires tendres de Tunisie ($LA \approx 70$) et de trois graves dures ($LA < 30$) (Ben-Dhia, Colombier, & Paute, 1984). Les matériaux ont été testés sous chargement statique et sous chargements répétés.

L'essai de chargement statique s'est fait sur un matériau consolidé drainé « CD ». La consolidation se fait sous une pression hydrostatique. Elle est maintenue constante lors du chargement jusqu'à la rupture. Outre la courbe intrinsèque, les déformations pendant le chargement ont été déterminées. Deux conclusions importantes ont été tirées de ces travaux :

- Les matériaux d'encroûtement calcaires ont un angle de frottement interne plus faible que celui des graves issues du concassage de matériaux plus durs, par contre leur cohésion est plus élevée.
- Les déformations correspondant à 95 % de la charge maximale supportée (ϵ) sont inférieures à celles des graves de matériaux durs ; ce qui est un élément très favorable.
- Les caractéristiques de rupture et les paramètres a et b de l'équation de la déformation à la rupture de quelques tufs et de graves témoins figurent dans le tableau I.4. [1]

Tableau I.4 Caractéristique de ruptures et de déformations pour différents tufs et graves témoins. [1]

Auteurs	Matériau	$\tau = \sigma \tan \varphi + C$		$q = M P + q_0$		$\varepsilon_{95} = a \sigma^b + b$	
		C (bars)	φ (°)	M	q_0 (bars)	b (10 ⁻⁴)	a (10 ⁻⁴) bars
Alloul, 1981	Tuf Ain Oussera	0,52	58,00	2,36	0,77	-	-
	Tuf Mazaghran	1,08	61,00	2,46	1,48	-	-
	Tuf Kreider	0,48	57,00	2,33	0,73	-	-
	Tuf Sidi Khettab	0,95	48,00	1,98	1,69	-	-
Morsli, 2007	Tuf Béchar	0,13	37,60	1,53	0,26	-	-
Boukezzi, 1997	Tuf Tafraoui	1,80	35,00	1,51	3,40	195.33	23.00
	Tuf Ain El Beida	1,22	29,50	1,23	2,23	131.33	44.00
Ben Dhia, 1983	Tuf El Bibane	1,00	39,60	1,56	2,50	80.35	03.00
	Tuf Khenis	0,65	35,75	1,73	1,01	95.25	29.70
	Grave concassée	0,68	53,00	2,18	1,00	316.0	38.03
	Grave roulée	0,16	45,50	1,89	0,25	70.00	42.16
	Grave corrigée	0,20	47,00	1,92	0,32	124.0	23.55
	Grave Roulée corrigée	0,26	45,50	1,90	0,46	79.00	41.27

1.3.2.2 Chargements répétés

L'essai triaxial à chargements répétés est largement utilisé pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires. L'appareil triaxial à chargements répétés TCR est largement utilisé dans les départements chaussés des laboratoires nationaux et internationaux pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires non liés de chaussées souples [IFSTTAR (France), BRRC (Belgique)].

Avec le TCR (Figure 1.2), il est possible d'étudier le comportement résilient, le comportement à la rupture des matériaux granulaires ainsi que leur comportement irréversible. L'essai consiste à placer un échantillon cylindrique du matériau fabriqué par le marteau vibrant (NF EN 13286- 4, 2003) ou la vibrocompression (NF P 98 230 1, 1992), puis à l'étudier dans une cellule triaxiale puis en lui appliquant un grand nombre de cycles de chargements qui sont la résultante d'une pression isotrope variable et d'un effort de compression axial variable. Des capteurs de déplacements mesurent les déformations de l'échantillon suivant l'axe vertical et dans le plan

Diamétral moyen, ce qui permet de déterminer les relations entre le module d'élasticité et les contraintes appliquées ainsi que l'évolution des déformations permanentes en fonction de ces mêmes contraintes et du nombre de cycles. [1]

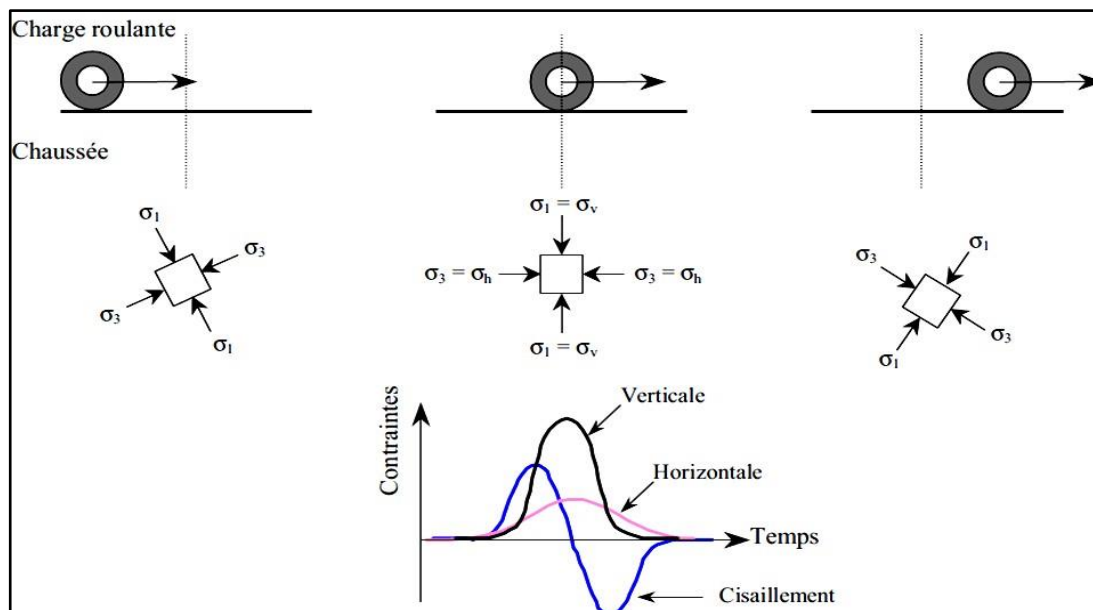


Figure I.2 Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes (Gidel, 2001)

1. Eprouvette ;
2. Membrane ;
3. Pierre poreuse ;
4. Embase supérieure ;
5. Embase inférieure ;
6. Capteur de force ;
7. Capteur de déformations axiales ;
8. Capteur de déformations radiales ;
9. Piston de chargements axiaux ;
10. Paroi de la cellule triaxiale ;
11. Capteur de pression ;
12. Implants supportant les capteurs de déplacement

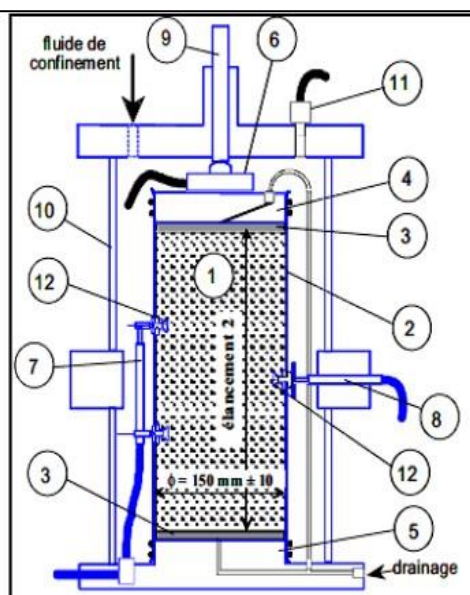


Figure I.3 Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994a cités par Gidel, 2001).

1.3.3 Influence de la teneur en eau :

La présence d'eau dans le matériau a une influence significative sur la résistance et le comportement des matériaux granulaires. Hicks et Monismith, ont montré que le module résilient diminue avec l'augmentation de la teneur en eau au-dessus de l'optimum.

L'explication vient du fait que les matériaux granulaires développent une pression interstitielle en excès sous la répétition d'une charge. Ceci a pour effet de diminuer la contrainte effective et il s'en suit une diminution de la résistance et de la rigidité.

Thom et Brown, montrent que la présence d'humidité dans la structure granulaire a un effet lubrifiant sur les particules. Ceci a pour effet d'augmenter la déformation et donc de diminuer le module résilient, même sans génération de pressions interstitielles.

Ont démontré que l'effet de la teneur en eau sur le MR (module résilient) est plus important sur les matériaux à granulométrie étalée avec une forte proportion de particules fines. Selon Dawson et al., une diminution de la teneur en eau tend à augmenter la rigidité dû au phénomène de succion. Une fois l'optimum de teneur en eau dépassé, le matériau devient plus saturé et une pression interstitielle se développe, causant alors une diminution notable de la rigidité. Kolisoja, a montré que la rigidité des graves non traitée varie en fonction du degré de saturation et atteint sa valeur maximale à une teneur en eau égale à l'OPM. [1]

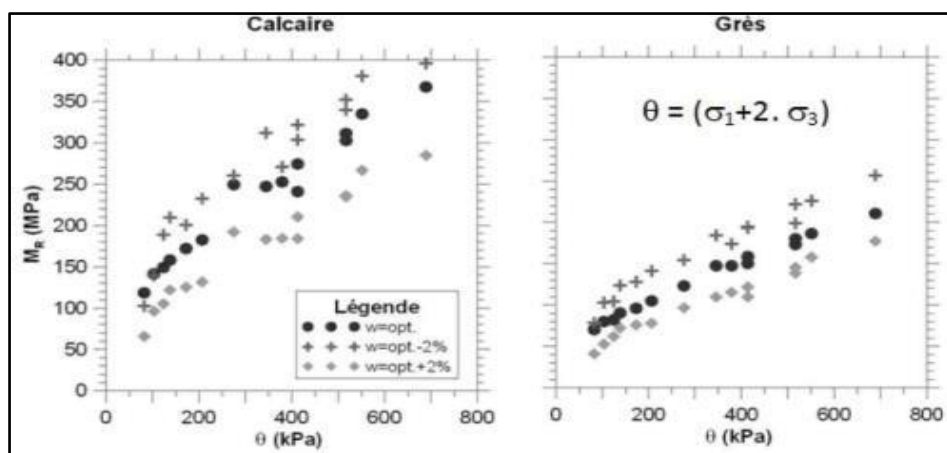


Figure I.4 Influence de la teneur en eau sur le MR (Tian et al. 1998)

I.3.4 Comportement après dessiccation :

En ce qui concerne l'effet du séchage, des éprouvettes de tufs dont la teneur en eau a été abaissée de 10 % à 2 % pendant une conservation avec dessiccation à l'air libre ont été testées.

- En chargement répétées les déformations permanentes deviennent très faibles (figure I.5).
- En chargement statique, on constate que les cohésions sont multipliées par 5 ou plus et les angles de frottement interne conservés (figures I.6 et I.7). [3]

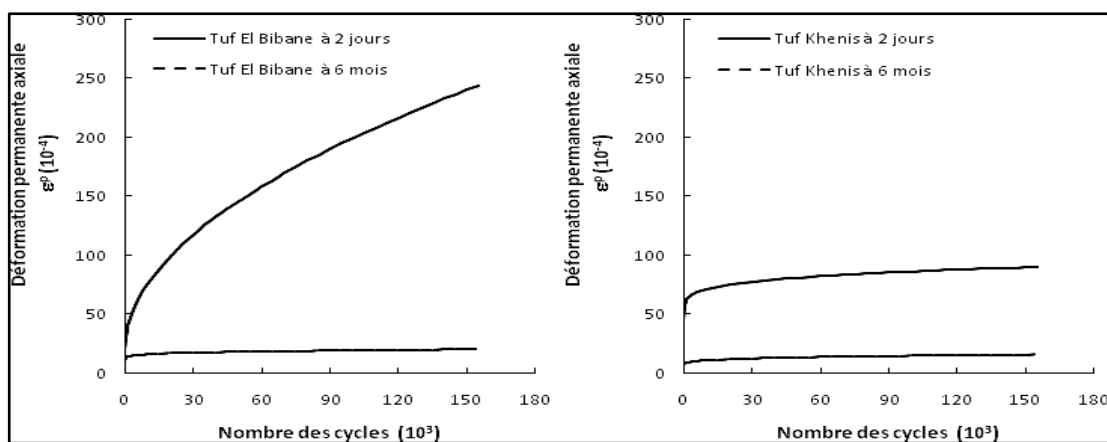


Figure I.5 Comparaison de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents (Ben-Dhia, 1983).

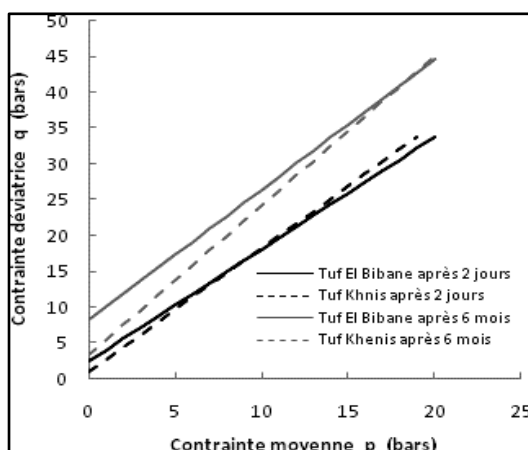


Figure I.6 Limites des charges supportables immédiats et après 6 mois de conservation avec dessiccation

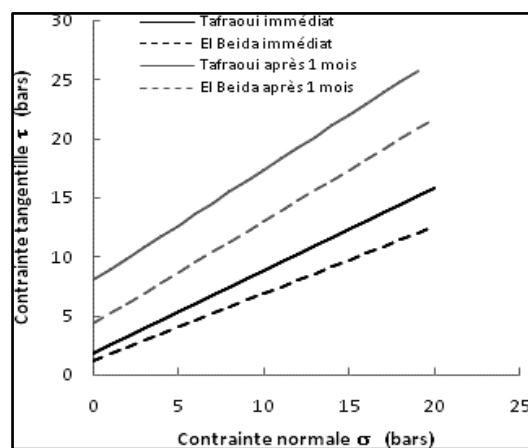


Figure I.7 Limites des charges supportables immédiats et après 1 mois de conservation avec dessiccation

1.3.5 Les mélanges de tuf et d'un autre granulat

Les tufs notamment les plus tendres, ont naturellement une courbe granulométrique discontinue. Leur teneur en fines est élevée et ils comportent peu ou pas de squelette.

Certaines graves naturelles sont, au contraire, riches en gros éléments, mais totalement dépourvues de fines. Par ailleurs, certains sables naturels éoliens ou alluvionnaires et même dunaire ont des courbes granulométriques très homométriques et sont eux aussi dépourvus de fines.

L'association de tuf avec ces graves ou sables paraît donc tout à fait intéressante lorsque l'on cherche une courbe granulométrique continue et suffisamment riche en fines pour obtenir un matériau à faible pourcentage de vides après compactage. Cette technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans.

Elle est à rapprocher de la litho-stabilisation qui est utilisée avec succès pour le traitement des latérites. [3]

1.3.5.1 Mélanges de tufs et de graves :

Dans de nombreuses régions, les tufs calcaires représentent la seule ressource en granulats routiers, mais il existe cependant d'autres régions où l'on dispose à la fois de gisements de tufs calcaires et de gisements de graves naturelles (graves d'oued, par exemple) (Colombier, 1988).

Les exemples d'association de ces deux matériaux pour des utilisations routières sont rares. La seule utilisation qui semble actuellement fréquente dans ce domaine est la réalisation d'accotement de routes à forte circulation au Maroc (figure I.8).

Le comportement de ces mélanges semble bon à condition que le tuf ne soit pas pollué ($IP < 10$). Cette technique mériterait d'être étendue à d'autres utilisations et notamment à la réalisation de routes et pistes à trafic moyen ou faible recouvertes ou non par un enduit superficiel.

Cette solution, dans les régions où elle est possible, offrirait les avantages suivants :

- Economie de matériaux nobles (graves) qui seraient réservés aux usages pour lesquels ils sont indispensables.

Présence en surface de la couche de grave tuf de gros éléments durs évitant l'usure de la couche lorsque la chaussée pas revêtue, ou constituant des points d'accrochage lorsqu'un enduit superficiel est prévu. [3]



Figure I.8 Accotement réalisé à partir d'un mélange contenant 50% de tuf et 50% de grave 0/50 (Colombier, 1988)

1.4.5.2 Tufts – Sables – Bitume:

La technique des tufts calcaires-sables-bitume permet, à partir de deux matériaux «marginiaux» (tuf tendre et sable fin), de réaliser des assises de Le seul défaut de la technique réside dans la nécessité d'utiliser une teneur en bitumineux rigide qui les protège de l'attrition sous les contraintes de la étude de formulation comportent en principe : 50 à 65 % de tuf calcaire plus 50 à chantier, les épaisseurs sont de l'ordre de 10 cm.

1.4.5.3 Tufts – Sable de dune :

L'utilisation du sable en techniques routières n'est pas nouvelle. Beaucoup d'études et de réalisations ont été faites et un guide pratique d'utilisation routière des sables a été publié (Chauvin, 1987). Cependant, les sables de dunes constituent un cas particulier pour lequel les directives et recommandations ne peuvent pas être appliquées sans études spécifiques.

Ben-Dhia (1998) dans une tentative de valorisation du sable de dune, a mélangé ce dernier, différents taux, avec divers matériaux: grave naturelle, tuf calcaire, tuf gypseux et sol argileux et a conclu que :

- L'incorporation du sable de dune améliore la portance des matériaux.
- La densité s'améliore également en augmentant la teneur en sable à 30%.
- La plasticité diminue au profit d'une nette amélioration de la propreté.

Les résultats ont montré qu'un ajout de 25% de sable de dune permis d'atteindre un gain de l'ordre de 25 % en eau de compactage, de 17% en densité sèche et de 30% en portance (figure I.9 a et b) [3]

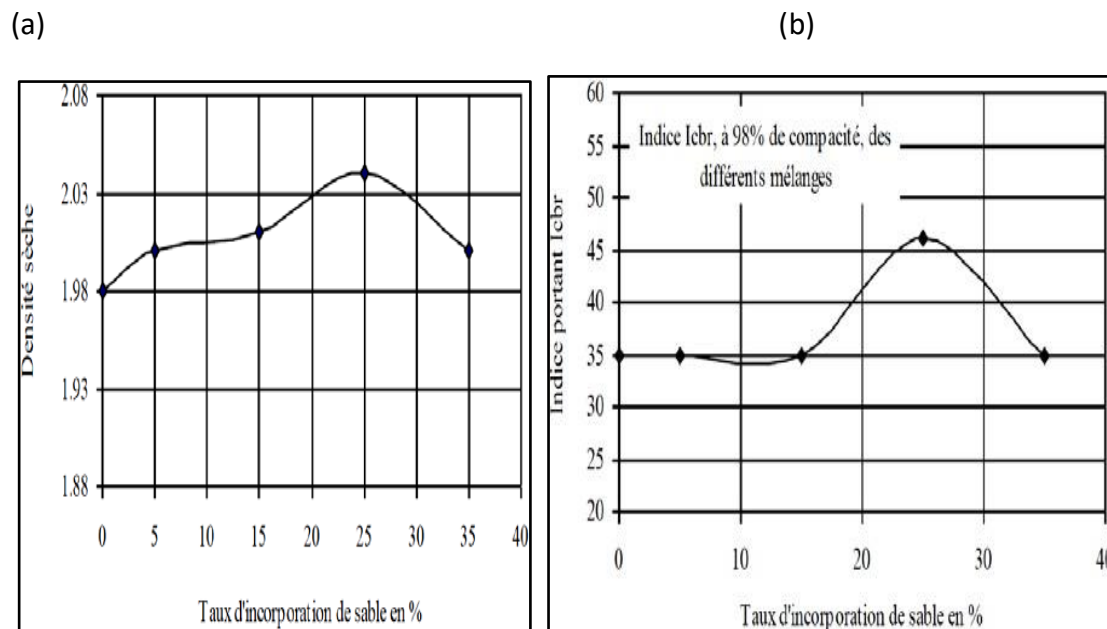


Figure I.9 Influence du taux d'incorporation de sable (a) sur la densité sèche et (b) sur l'indice portant ICBR (Morsli et al., 2007)

I.6- Classification des tufs calcaires

I.6.1- Classification selon la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) :

Cette classification a été établie par **Ruellan** où il caractérise les encroûtements calcaires suivant la teneur en CaCO_3 . Il propose trois catégories :

- Distribution diffusée : la teneur en calcaire est très faible. Il n'est pratiquement pas visible à l'œil nu.
- Concentrations discontinues : la teneur en calcaire devient plus élevée, elle est de 40 à 60 %.
- Concentrations continues : lorsque la concentration en calcaire se poursuit (dépasse 60%), elle devient continue, on a alors affaire aux encroûtements calcaires proprement dits. Cette classe est résumée dans le tableau I.5 par Ruellan. [5]

Tableau I.5 - Classification d'encroûtements proprement dits. [5]

DENOMINATION		DESCRIPTION	TENEUR en CaCO ₃ (%)	EPAISSEUR	RAPPORTS MUTUELS
Encroûtements non feuilletés	Encroûtements massifs	Structure massives ou polyédrique	> 60	0.3 à 2.0 m (le plus souvent)	Sous les encroûtements non feuilletés, il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules
	Encroûtements nodulaires	Structure nodulaire et polyédrique			
Encroûtements feuilletés	Croûtes sensu strictu	Feuillets superposés et discontinues d'encroûtement massif ou nodulaire d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas en haut.	> 70	Quelques centimètre à > 1 m	Sous les croûtes, il y a Presque toujours des encroûtements non feuilletés. Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent remplacer entièrement celles-ci. Des pellicules rubanées sont presque toujours associées à la dalle compacte dont elles tapissent la surface supérieure et les fissures.
	Dalles compactes	Feuillets de croûte pétrifiés, épaisseur de quelques centimètres à plusieurs décimètres			

1.6.2- Classification selon le processus pédologique

Le phénomène pédologique transforme les différents horizons des sols. D'après Ruellan, ce phénomène se produit à partir d'un certain stade de concentration.

L'évolution finale du processus de formation des croûtes calcaires est l'encroûtement mûr figure 1.10. A ce stade, la formation comprend les horizons suivants :

a)- Horizon A :

Pauvre en calcaire, c'est la terre végétale d'une épaisseur de 30 à 50 cm.

b)- Horizon B :

Riche en calcaire (40 à 90 %) d'une épaisseur de 1 à 2 m, il est constitué de trois couches de haut en bas, d'une dalle compacte très dure à forte teneur en carbonate, d'une croûte constituée de feuillets de dureté plus faible que la dalle et d'un

encroûtement nodulaire qu'il s'agit de nodules de calcaires durs pris dans une gaine calcaire plus au moins pulvérulente.

c)-Horizon C :

C'est le sol origine, c'est un matériau poudreux ou l'enrichissement en calcaire est faible.

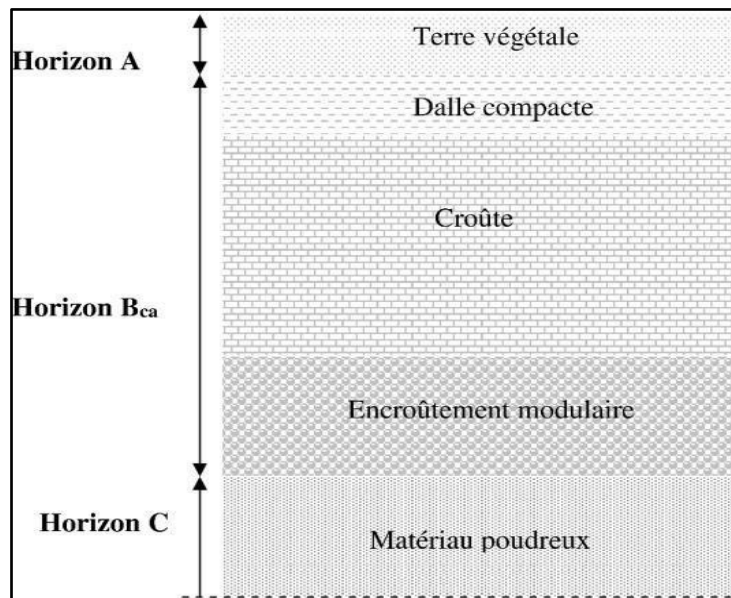


Figure I.10 Classification des encroûtements calcaires d'après Ruellan à partir du processus pédologique (encroûtement mûr)

1.7 Définition des sables :

Le sable, ou arène, est une roche sédimentaire meuble, constituée de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0,063 et 2 mm.

Une particule individuelle est appelée *grain de sable*. Les sables sont classés selon leur granulométrie (la grosseur des grains).

Le sable se caractérise par sa capacité à s'écouler. Plus les grains sont ronds, plus le sable s'écoule facilement. Le sable artificiel, obtenu par découpage ou broyage mécanique de roches, est principalement composé de grains aux aspérités marquées. On peut également différencier un sable qui a été transporté par le vent d'un sable transporté par l'eau. Le premier est de forme plus ronde,

sphérique, alors que le deuxième est plus ovoïde. De plus, le sable éolien présente une diaphanéité plus mate que le sable fluviatile ou marin qui est dit "émoussé-luisant". L'aspect de la surface du grain de sable éolien est dû aux multiples impacts que subit le sable lors de son déplacement.

Le sable est souvent le produit de la décomposition du granite du fait de l'érosion. Ainsi, le plus fréquent de ses composants est le quartz, le constituant le moins altérable du granite.

Les grains de sable sont assez légers pour être transportés par le vent et l'eau. Ils s'accumulent alors pour former des plages, des dunes. Un vent violent qui se charge en sable est une « tempête de sable ».

Le sable peut avoir plusieurs couleurs en fonction de sa nature : noir ou blanc exemple de sable blanc : gypse).

La densité massique du sable sec varie, selon sa granulométrie et sa composition, de 1,7 à 1,9 Kg par litre (1850 Kg en moyenne par m³). [6]



Photo I.1 : *Sable concassé.*



Photo I.2 : *Sable de dune.*

1.7.1 Les Sables artificiels :

Le sable peut également être obtenu de façon artificielle, par découpage et/ou broyage mécanique de roches. Ses grains sont généralement plus anguleux que ceux du sable naturel qui ont été soumis au lissage du vent et de l'eau.

Le sable concassé obtenu de façon identique mais sans filler, le laitier granulé ayant subi un refroidissement rapide, et le laitier broyé obtenu à partir du concassage du laitier granulé.

1.7.2 Les Sables naturels :

Les sables naturels peuvent être issus des rivières. Également appelé « sable des rivières » ou « sable alluvionnaire », il se caractérise par sa forme arrondie et sa dureté, et il provient de l'action de l'eau sur les rochers.

Un autre type de sable naturel est le sable de carrière, extrait des sablonnières et qui ont la forme angulaire. Le sable de carrière est soit retiré du sol en masse, soit fabriqué à partir de roches extraites en carrière.

Quant au sable de mer, qui provient de roches sous-marines, il est particulièrement chargé en sel. L'utilisation de ce type de sable nécessite un rinçage minutieux et peut-être à l'origine d'éventuelles efflorescences. [2]

1.7.3 Propriétés physiques du sable :

Les matériaux granulaires comme le sable, notamment lorsqu'ils sont secs, présentent des propriétés physiques tout à fait particulières. Des propriétés qui se situent à mi-chemin entre celles des fluides et celles des solides. Ainsi, par exemple, le sable épouse-t-il parfaitement la forme du récipient dans lequel on va le verser, tout comme le ferait l'eau. En revanche, il peut s'écouler par avalanches successives si la pente dépasse un angle de 30 degrés. [6]

1.8 Utilisation des sables naturels et artificiels :

Le sable naturel et artificiel est utilisé dans l'industrie de la construction pour fabriquer du mortier et du béton ainsi que dans les routes. Le sable augmentera la maniabilité du mortier ou du béton en le rendant plus dense. Cependant, si le sable rond est plus souple, alors le sable angulaire a la spécificité de rendre le béton plus résistant. Des mesures spéciales doivent être prises pour le sable artificiel à partir de laitier, car ce dernier est capable de modifier les liaisons.

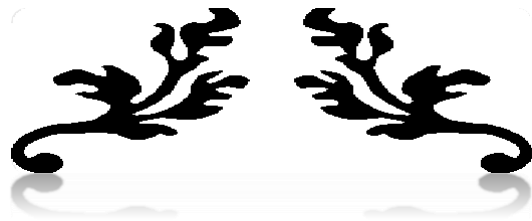
1.9 Conclusion :

En Algérie, des routes ont été construites, en général, avec succès dans le pelage du tuf Calcaire dans les régions semi-arides et dans les croûtes de gypse ou les croûtes de gypse calcaire dans Région désertique aride.

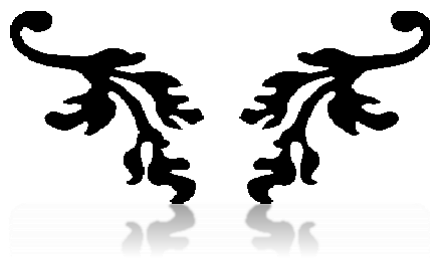
Les tufs d'encroûtements constituent une ressource en matériaux routiers particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride. Ces matériaux présentent, lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, un comportement bien meilleur que ne laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés. En Algérie, depuis près d'un demi-siècle, des milliers de kilomètres de routes économiques, de désenclavement ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements. Ces matériaux couvrent la totalité du réseau routier algérien en zone aride et semi-aride.

Ce qui fait du tuf l'un des matériaux les plus précieux, c'est son utilisation fréquente dans de nombreux travaux, en particulier les routes dans les sous-sols, les sous-sols, les substrats, les accotements, les chemins de ferme, les routes à trafic modéré ou intense et même les autoroutes.

Chapitre II



GENERALITES SUR LES ROUTES



II.1 Constitution Des Chaussées : Couche Et Assises [7]**II.1.1 INTRODUCTION**

La qualité d'un projet routier ne se limite pas à l'obtention d'un bon tracé en plan et d'un bon profil en long. En effet, une fois réalisée, la route devra résister aux agressions des agents extérieurs et aux surcharges d'exploitation : action des essieux des véhicules lourds, effets des gradients thermique, pluie, neige, verglas etc. pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes ces charges pendant sa durée de vie. Celle-ci passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser.

II.1.2 Constitution et rôle d'une chaussées**II.1.2.1 - Les chaussées :**

Au sens géométrique, une chaussée est définie comme étant la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules. Au sens structurel, une chaussée est l'ensemble des couches de matériaux superposées et mise en œuvre de façon à permettre la reprise des charges extérieures

II.1.2.2 Les différentes couches de la chaussée:

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

Sol support : dans la conception des structures de chaussées, le sol support est souvent considéré comme couche. Le sol support constitue la plate-forme sur laquelle repose la chaussée

Couche de forme: elle permet d'avoir une plate-forme pour supporter la chaussée et protéger le sol support.

Les couches d'assises: l'assise de la chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces deux

Couches apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic.

La couche de surface : la couche de surface est constituée :

- **La Couche de roulement**, qui est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat.

- **La Couche de liaison**, entre les couches d'assise et la couche de roulement, elles ont pour rôle d'assurer la sécurité et le confort des usagers et offrant une bonne adhérence des véhicules qui dépend de la texture de surface de la couche de roulement.

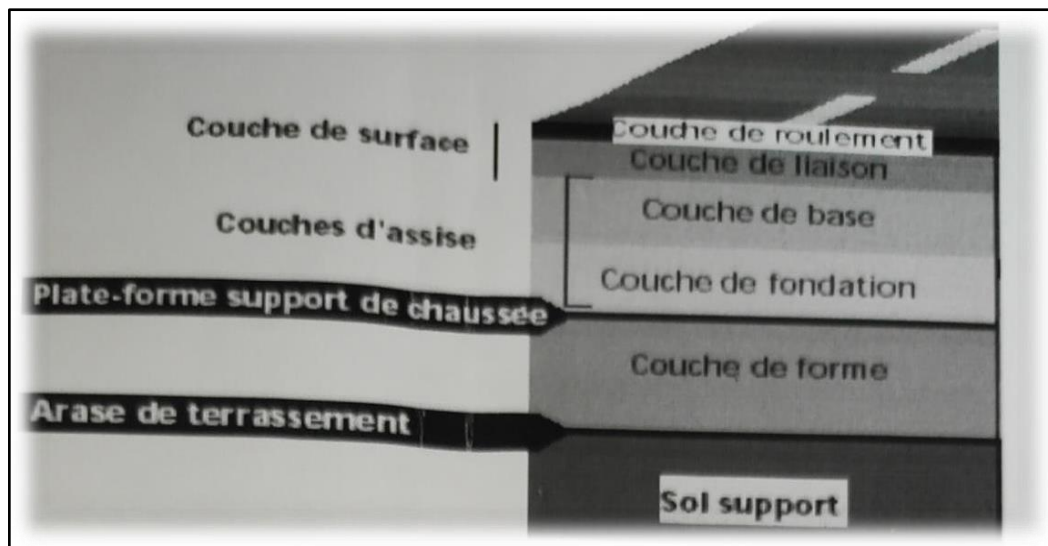


Figure II.1 Les différentes couches qui constituent la structure de la chaussée [7]

II.1.3 Matériaux utilisés dans la structure de la chaussée :

II.1.3.1- Matériaux utilisés dans la couche de forme:

Elle peut être constituée d'une seule couche de matériaux ou de couches successives. Un matériau ne pourra être employé en couche de forme que s'il est insensible à l'eau et à une bonne résistance mécanique.

II.1.3.2 Matériaux utilisés dans les assises de chaussées Les matériaux :

Constituant les assises de la chaussée sont répartir en deux couches; couche de base et couche de fondation. Les assises de la chaussée sont réalisées, en général avec des matériaux sélectionnés pouvant offrir la résistance requise et permettant de

répartir les contraintes sur le sol support sans déformation excessive. On distingue deux grandes familles d'assises :

- *Les assises non traitées*: réalisées en matériaux naturels (tuf, tout-venant d'oued, sable...etc.) Ou en matériaux concassés à partir de roches massives (graves concassées). Elles constituent la grande majorité des chaussées dans le monde et la presque totalité des chaussées en Algérie.
- *Les assises traitées* : réalisées avec des matériaux obtenus par le mélange de graves concassées avec un liant qui peut être un liant hydrocarboné (bitume pur, émulsion.) qui peuvent être rangés dans la classe des enrobés hydrocarbonés, ou un liant hydraulique (ciment, laitier...).

II.1.3.3 Matériaux utilisés dans la couche de surface :

a) Couches de roulement :

La qualité d'une chaussée est souvent jugée par l'utilisateur à travers la qualité de la couche de roulement sur laquelle il circule. Les couches de roulement sont généralement réalisées en matériaux traités aux liants hydrocarbonés. Les techniques les plus couramment utilisées en **couches de roulement** sont les suivantes :

- Les enduites superficiels (ES) : est la technique la plus répandue de notre pays, notamment dans les routes à moyens et faibles trafics. L'ES constitués d'une alternance de couches de faible épaisseur de liant bitumineux et de gravillons.
- Les bétons bitumineux (BB): qui sont des mélanges de liant hydrocarboné (bitume), de granulats (grave concassée), et éventuellement d'additifs, dosés, chauffés et malaxés dans une centrale d'enrobage, puis transportés et mise en œuvre sur la chaussée.

b) La couche de liaison:

Est souvent utilisée en association avec une couche de roulement mince ou très mince (bétons bitumineux très mince de 2 à 3 cm d'épaisseur). Cette couche est réalisée avec un BB très dure.

II.1.4 Les différentes structures de chaussées :

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les six différents types de structures de chaussée Figure II.2.

II.1.4.1 Les chaussées souples:

Est une structure de chaussée constituée d'une couverture bitumineuse relativement mince (< 15 cm) reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités d'épaisseur comprise entre 30 et 50 cm. L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 35 et 60 cm. En Algérie, c'est la structure la plus souvent utilisée de par sa simplicité et son coût relativement faible.

II.1.4.2 Les chaussées semi-rigides :

Est une chaussée semi-rigide possède une assise traitée par un liant hydraulique de 20 à 50 cm d'épaisseur et une couverture bitumineuse d'épaisseur inférieure à 14 cm.

II.1.4.3 Les chaussées rigides :

Ces chaussées comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur éventuellement recouverte par une couche de roulement en matériaux bitumineux. La couche de béton repose, soit sur une couche de fondation, soit directement sur le sol support avec interposition d'une couche de liaison.

II.1.3.4 Les chaussées à structure inverse:

Sont des chaussées à structure mixte dans lesquelles une couche de grave non traitée vient s'intercaler entre les couches bitumineuse et hydraulique.

II.1.4.5 Les chaussées à structure mixte :

Présentent une couche de surface et une couche de base (de 10 à 20 cm) en matériaux bitumineux sur une couche de fondation (de 20 à 40 cm) traitée aux liants hydrauliques.

II.1.4.6 Les chaussées bitumineuses épaisses :

Sont constituées de matériaux bitumineux en assise (fondation et base) d'épaisseur totale pouvant aller jusqu'à 40 cm, recouverts d'une couche de surface bitumineuse.

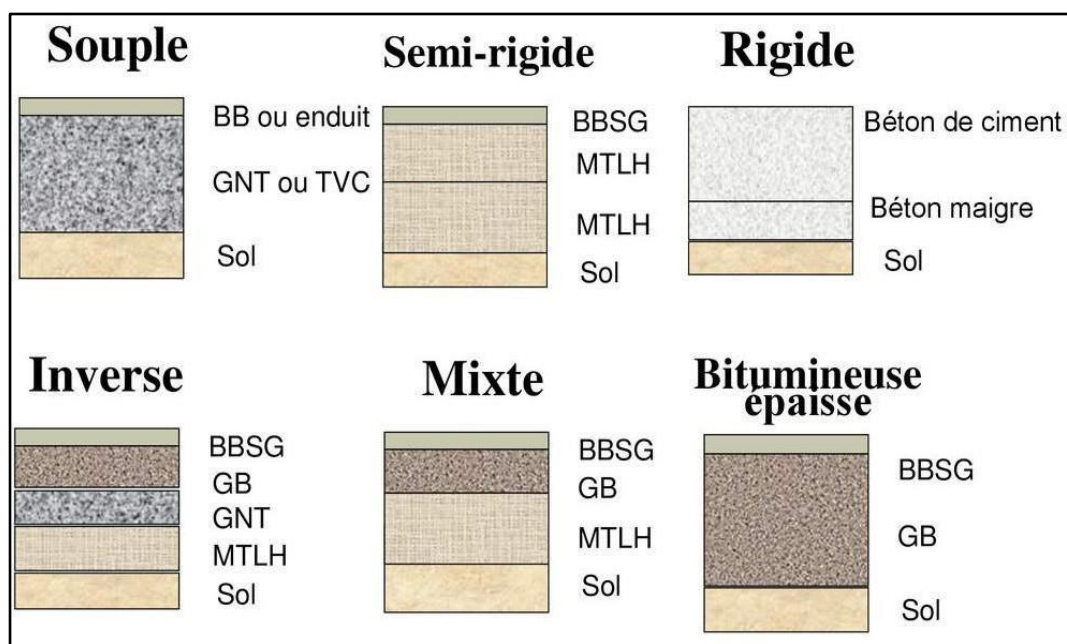


Figure II.2: Types de chaussées. [8]

II.1.5 Rôles des couches [8]

II.1.5.1 Rôle de couche de roulement :

La couche de roulement assure le contact avec les pneumatiques. Sur elle s'exercent directement les actions du trafic et du climat. La couche de roulement a les rôles suivants :

Sécurité : adhérence de la chaussée. Confort de l'utilisateur : uni de la chaussée.

Participation à la structure : protège les assises. Esthétique ou phonique.

II.1.5.2 Rôle de couche de liaison :

La couche de liaison a pour rôle essentiel :

D'assurer une transmission aux couches inférieures plus rigides.

D'assurer une bonne adhérence entre les couches qui l'enveloppent.

II.2 Le Tracé Routier [7]**II.2.1 Les représentations du tracé routier :**

Un tracé routier se caractérise à l'aide de trois types de plan : Le tracé en plan
Le profil en long, Les profils en travers.

II.2.1.1 Le tracé en plan:

Le tracé en plan est une vue de dessus de la route, il se caractérise par une succession de courbes et d'alignements droits séparés par des raccordements progressifs ou des raccordements circulaires.

Le dimensionnement des rayons du tracé en plan et des dévers correspondant est lié: à la dynamique des véhicules, aux conditions de contact pneu/chaussée, au confort de l'utilisateur.

II.2.1.2 Le profil en long :

Le profil en long est une coupe longitudinale de la route suivant l'axe de la route généralement situé au milieu de la chaussée. Le profil en long se caractérise par une succession de déclivités ou de parties horizontales liées et par des raccordements circulaires ou paraboliques. Il permet de visualiser les zones en déblai et en remblai le long du tracé.

Pour faciliter la lecture: le tracé du terrain naturel est en noir - le tracé du projet est en rouge.

II.2.1.3 Les profils en travers :

Les profils en travers sont des coupes transversales perpendiculaires au profil en long. Les profils en travers se caractérisent par un ensemble de couches de matériaux juxtaposées ou superposées permettant de définir la géométrie de la voie et sa structure.

Pour faciliter la lecture: le tracé du terrain naturel est en noir - le tracé du projet est en rouge.

II.2.2 Informations des différents plans:

Les différents plans doivent comporter des informations qui serviront: à l'implantation de l'ouvrage, à l'établissement des devis quantitatifs, à la préparation du chantier...

II.2.2.1 Informations du tracé en plan:

Le tracé en plan est généralement réalisé sur un fond de relevé topographique. Il permet de visualiser : la largeur de la voie; les aménagements de la voie et à son Voisinage; les zones en déblais et en remblais, la position des profils en travers. Les indications de courbes et alignements droits peuvent aussi y figurer.

II.2.2.2 Informations du profil en long:

Les informations portées sur le profil en long doivent permettre de contrôler la bonne coordination avec le tracé en plan, afin d'assurer de bonnes conditions de Visibilité et une bonne lisibilité de la chaussée à l'usager. Les variations de hauteur sont de quelques mètres voire dizaines de mètres, tandis que les distances représentées peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres. Le rapport d'échelles prend en compte cet écart de grandeurs.

Le plan de comparaison souvent noté : P.C mit en évidence le décalage d'origine par rapport au N.G.F. afin de rendre lisible les déclivités du terrain et du tracé projeté. Il existe deux types de points singuliers :

1. Points singuliers du tracé en plan: extrémités de courbes et d'alignements droits.
2. Points singuliers du profil en long: les extrémités de pentes ou rampes.

En complément des points singuliers il convient d'indiquer:

- les caractéristiques des courbes en plan (longueur, rayon) ainsi que des alignements droits.
- La longueur des déclivités (pentes et rampes), leur pourcentage ainsi que les caractéristiques des courbes de raccordement (longueur et rayon).
- Lorsque les devers varient en fonction des virages, il convient d'indiquer leur variations sur le profil en long (Devers droits et gauches).

II.2.2.3 Informations des profils en travers type :

Ils permettent de définir la structure et la géométrie de la chaussée retenue.

Les profils en travers type sont généralement établis pour chaque type de structures retenues et au droit :

Des zones en déblai ; des zones en remblai ; des zones en remblai ; déblai.

En cas de méconnaissance de la structure de chaussée, le profil en travers type peut être limité à la géométrie de la chaussée.

II.2.2.3.1 Informations des profils en travers par axe :

Ces profils doivent permettre de:

Connaître la structure de la chaussée; connaître la position de cette structure par rapport au terrain naturel afin d'effectuer les calculs de cubatures ; connaître les dévers de la chaussée.

Les distances sont repérées par rapport l'axe de la route généralement situé au milieu de la chaussée.

Les altitudes repérées correspondent aux points singuliers du T.N. et de la structure de chaussée.

Les dévers de chaque partie de la chaussée doivent être renseignés (Dévers droits et gauches).

Un dévers est une pente transversale de la chaussée. Une route bidirectionnelle comporte en alignement droit un profil en travers en toit.

Le dévers ou pente transversale permet de favoriser l'évacuation des eaux de surface.

Dans les rayons de courbure faible, il contribue à l'équilibre dynamique des véhicules. Toutefois, cette contribution reste limitée et sa valeur est donc plafonnée (généralement à 7%).

II.2.3 Principes géométriques des tracés routiers :

La conception géométrique des routes doit permettre d'assurer des conditions de visibilité satisfaisantes tant au droit des points singuliers (virages, sommets...) qu'en section courante.

Le tracé des voies doit être un équilibre entre les besoins en visibilité et les contraintes spécifiques au projet.

Les besoins en visibilité étant fonction de la vitesse des véhicules, les caractéristiques géométriques des routes dépendent principalement de la vocation de la voie.

II.2.3.1 Les profils en travers :

Le profil en travers doit mettre en évidence:

- les largeurs des Voies, des accotements, des fossés, et de l'emprise;
- les pentes transversales de la chaussée et des accotements, indispensables pour un bon écoulement des eaux ;
- les pentes de talus qui en conditionnent la stabilité. Caractéristiques des voies nouvelles.

Le dévers ou pente transversale permet de favoriser l'évacuation des eaux de surface.

Dans les rayons de courbure faible, il contribue à l'équilibre dynamique des véhicules. Toutefois, cette contribution reste limitée et sa valeur est donc plafonnée (généralement à 7%). Au-delà de cette valeur plafond, d'autres problèmes surviennent et notamment des difficultés constructives.

Ce maximum doit être réduit dans certains cas comme par exemple les zones enneigées ou soumises à verglas fréquent ainsi que les zones où la pente en profil en long est déjà forte.

II.2.3.2 Les virages :

Le dimensionnement des rayons du tracé en plan et des dévers correspondant est lié:

- à la dynamique des véhicules
- aux conditions de contact pneu/chaussée
- au confort de l'usager.

Les paramètres purement dynamiques permettent de définir une valeur minimale de rayon en fonction de la vitesse pratiquée et du dévers et la définition d'un seuil de sécurité. L'étude du comportement des usagers en virage a permis d'identifier une marge supplémentaire " de confort".

II.2.3.3 Les rampes et pentes :

Le code de la voirie routière a imposé que les profils en long et en travers des routes soient établis de manière à permettre l'écoulement des eaux pluviales et l'assainissement de la plate-forme. En conséquence, s'il n'existe généralement pas de valeur minimale pour les déclivités, on s'attachera à assurer un minimum de:

- 0,5 à 1% pour les zones où le dévers est nul afin d'assurer l'évacuation des eaux de surface.
- 0,2 % dans les longues sections en déblai afin d'éviter des sur-profondeurs pour le dispositif longitudinal d'évacuation des eaux pluviales.

II.2.4 Les carrefours giratoires :

II.2.4.1 Définition :

Un carrefour giratoire comporte un îlot central en principe circulaire, de dimensions suffisantes pour permettre la giration des poids lourds.

II.2.4.2 Principaux éléments et paramètres d'un carrefour giratoire:

II.2.4.2.1 Rayon de l'îlot central: (Rg)

Il n'y a pas de valeur maximale recommandable pour le rayon de l'îlot central, mais le prévoir trop grand est inutile.

Cependant, un îlot central d'une dizaine de mètres de rayon interne est généralement souhaitable en présence d'un trafic de semi-remorques significatif.

On peut recommander les dimensions suivantes:

Sur une route à une seule chaussée:

- un rayon extérieur d'anneau (R_g) compris entre 15 et 25 m est généralement conseillé ; un rayon (R_g) supérieur ou égal à 15m offre des conditions de giration suffisantes aux poids lourds,
- sur des voiries secondaires dont le trafic lourd est négligeable, un rayon (R) compris entre 12 et 15m est envisageable, un rayon extérieur d'anneau (R) inférieur à 12 m est toujours déconseillé en raison des difficultés de franchissement que rencontrent alors les poids lourds,
- Sur les routes d'une certaine importance (a fortiori sur les routes à trois voies), lorsque les contraintes du projet le permettent, une valeur de 20 m environ est à rechercher.
- un nombre élevé de branches (> 4) peut éventuellement conduire à prévoir des rayons de 20 à 25 m.

Sur une route à deux chaussées :

- Un rayon (R_g) de 25 m (guère plus) est généralement à conseiller.

II.2.4.2.2 Largeur de la chaussée annulaire

Dans tous les cas, la largeur de la chaussée annulaire ne peut être inférieure à 6 m.

II.2.4.2.3 Dévers de la chaussée :

La chaussée annulaire doit présenter un dévers uniforme de 1,5 à 2%. Sa pente est dirigée vers l'extérieur du carrefour pour trois raisons principales; améliorer la perception de la chaussée annulaire, éviter la rupture de pentes sur les voies d'entrée et de sortie (facteur d'inconfort, voire d'instabilité pour certains véhicules), faciliter la gestion de l'écoulement des eaux de surface.

Ces dispositions ne s'appliquent pas au cas particulier d'un giratoire implanté sur une route de forte déclivité, situation par ailleurs à éviter. Toutefois, en aucun point de l'anneau, la pente transversale ne doit excéder 3%.

Tableau II.1 Tableau synoptique des caractéristiques d'un giratoire [7]

	notations	paramétrage	Valeurs courantes (en m)			
Rayon du giratoire	R _g	12m < R _g < 25m	R _g =12	R _g =15	R _g =20	R _g =25
Largeur de l'anneau	L _a	6m < l _a < 9m	7	7	7	8
Sur-largeur franchissable	SL _f	1.5m si R < 15m	1.5	1.5	/	/
Rayon intérieur	R _i	R _g - L _a - SL _f	3.5	6.5	13	18
Rayon d'enterrée*	R _e	10m < R _s < 30m et > R _g	12	15	15	15
Largeur de la voie entrante	L _e	L _e = 4m	4	4	4	4
Rayon de sortie*	R _s	15m < R _s < 30m et > R _g	15	20	20	20
Largeur de la vois sortante	L _s	4m < L _s < 5m	4	4	4.5	5
Rayon de raccordement	R _r	R _r = 4 R _g	48	60	80	100

II.3 Profil En Travers [7]

II.3.1 Introduction :

Après les études de trace en plan et du profil au long, il s'agit maintenant de définir le troisième élément du projet routier c'est le profil en travers. Profil en travers est une coupe transversale dans un plan vertical perpendiculaire l'axe de la route.

Un projet routier comporte le dessin d'un grand nombre de profils en travers, pour éviter de rapporter sur chacun de leurs dimensions, on établit tout d'abord un profil unique appelle [profil-type] contenant toutes les dimensions et tous les détails

Constructifs (largeurs des voies, chaussées et autres bandes, pentes des surfaces et talus, dimensions des couches de la superstructure, système d'évacuation des etc...).

II.3.2 Eléments constitutifs du profil en travers :

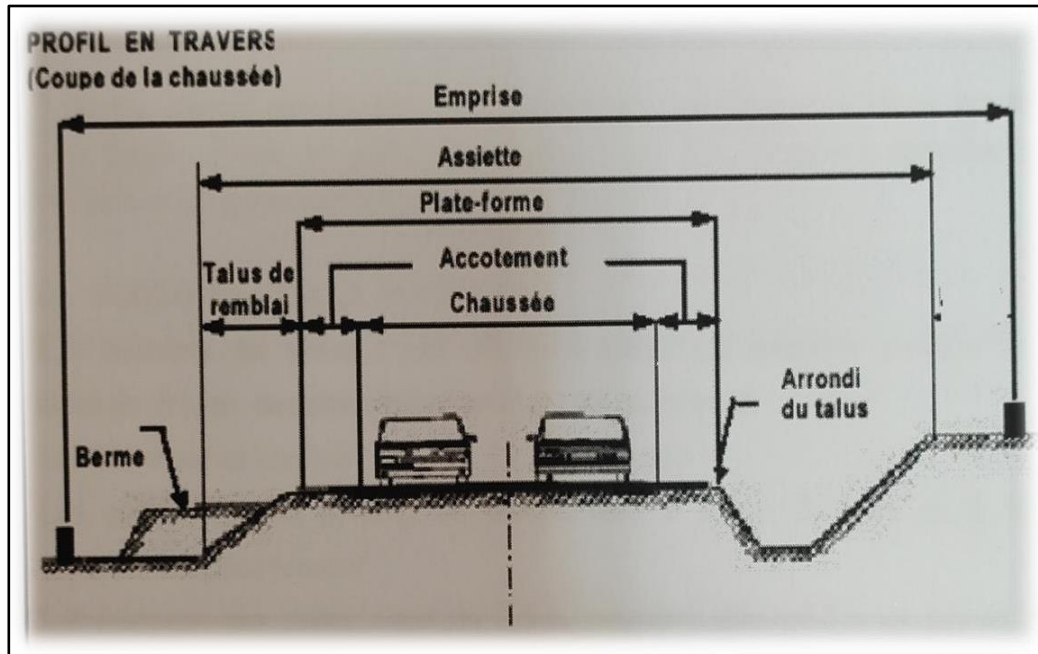


Figure II.3 Profil en travers

a) Emprise:

Est la surface de terrain appartenant à la collectivité et affectée à la route ou ses dépendances.

b) Assiette :

Surface de terrain réellement occupé par la route, ses limites sont les pieds de talus en remblai et crête de talus en déblai.

c) Plate-forme:

Est la chaussée, elle comprend la chaussée, les accotements et éventuellement les terres pleins centrales.

d) Chaussée :

Au sens géométrique du terme c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent normalement les véhicules.

e) Accotement :

Sont les zones latérales de la plate-forme que borde extérieurement la chaussée, ils peuvent être dérasés ou surélevés.

f) Fosse :

Ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement recueillies de la route et des talus.

h) Terre-plein central:

La terre pleine centrale, s'étend entre les limites intérieures de deux chaussées. i)

Berme:

Partie latérale non rouable de l'accotement de largeur 0,75 m, bordant une B.A.U ou une bande dérasée, et généralement engazonnée. Elle supporte d'éventuels panneaux de signalisation et équipements (glissières de sécurité).

II.3.3 Voies de circulation:

II.3.3.1 Nombre de voies:

Est déterminé après étude préalable prenant en compte des données de trafic, des éléments économiques et politiques.

-Les autoroutes comportent 2x2, 2x3, 2x4 voies ;

-Les autres routes principales comportent 2 voies, 3 voies ou 2 voies avec des créneaux de dépassement.

II.3.3.2 Largeur des voies :

Est de 3.5 m, peut être réduite à 3 m en cas de contrainte de site ou lorsque le trafic total et le trafic lourd sont jugés peu importants.

II.3.4 Les dévers :

Pour le divers de la chaussée, son valeur est pris suivant les règles que on vus dans le chapitre trace en plan Pour la bande dérasée (BD), on adoptera les règles suivantes

Tant que le dévers de la chaussée ne dépasse pas 4%, les pentes de BD sont les mêmes qu'en alignement et vers l'extérieur de la chaussée.

Quand le dévers de la chaussée est supérieur à 4 %, la pente de BD est égale au dévers de la chaussée.

La berme à une pente de 8% vers l'extérieur de la chaussée.

II.3.4.1 Profil En Long [7]

II.3.4.2 Introduction :

Le profil en long est une coupe longitudinale du terrain suivant le plan vertical passant par l'axe de tracé, développée et représentée sur un plan à une certaine échelle. Il est constitué généralement d'une succession d'alignement droits raccordés par des courbes circulaires (ou parabolique). Du fait que les rayons verticaux sont très grands, l'introduction des courbes de raccordement progressif n'est pas nécessaire.

II.3.4.3 Règles à respecter dans le profil en long (trace de la ligne Rouge)

- Respecter les valeurs des paramètres géométriques préconisés par le règlement en vigueur (B40).
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.
- Eviter d'introduire un point bas en profil en long dans une partie en déblai pour éviter les problèmes de l'écoulement de l'eau.
- Eviter d'introduire un point haut en profil en long dans une partie en remblais pour éviter une dépense inutile de terrassement et d'énergie pour que les véhicules atteignent une altitude exagérée.
- Recherche un équilibre entre le volume des remblais et les volumes des déblais pour minimiser les travaux de terrassement.
- Eviter les hauteurs excessives de remblai.

Assurer une bonne coordination entre le tracé en plan et le profil en long.

II.3.4.4 Coordination du tracé en plan et du profil en long:

Il est très nécessaire de veiller à la bonne coordination du tracé en plan et du profil en long afin d'assurer aux usagers une vue satisfaisante de la route les conditions de visibilité minimale ; les principales règles sont :

- Implanter les carrefours dans les zones de bonnes visibilité minimales
- Eviter le changement en perspective de la courbure de tracé en plan, tant en point haut qu'en point bas (voir la figure ci-dessous).

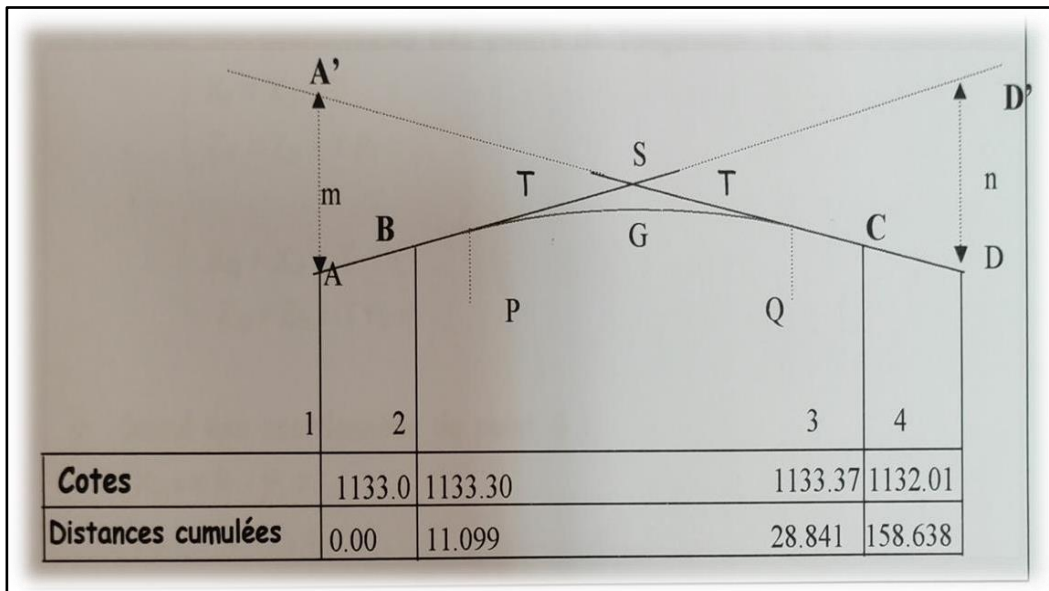


Figure II.4 Schéma de la section du profil en long.

II.3.4.5 La déclivité :

La déclivité d'une route est l'angle tangente que fait le profile en long avec l'horizontal, on l'appel pente pour les descentes (signe -) et rampes pour les montées (signe +).

Changement de déclivité :

Différence de deux déclivités successives munies de leur Signe.

II.3.4.6 Déclivité minimale :

Pour la raison de l'écoulement des eaux, la pente transversale seule de la chaussée ne suffit pas, il faut éviter les paliers. Il est recommandable d'assurer une pente minimale.

II.3.4.7 Déclivité maximale :

De point de vue technique, la déclivité max, dépend de l'adhérence entre pneus et Chaussée, efforts de freinage, ainsi que la réduction des vitesses qu'elle provoque. La déclivité maximale est tolérée surtout dans les courtes distances (de 1.5 Km à 2 Km).

II.3.5 Raccordement en profil en long :

Les changements de déclivités se font par l'introduction de raccordement Circulaire de grand rayon. Il y a deux types de raccords :

II.3.5.1 Raccordement convexe :

Les rayons des raccords convexes R_v doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de confort :

Elle consiste à limiter l'accélération verticale à laquelle sera soumis le véhicule lorsque le profil en long comporte une forte courbure convexe.

➤ Condition de visibilité :

Elle intervient seulement dans les raccords des points hauts comme condition supplémentaire à celle de condition confort.

II.3.5.2 Raccordement concave :

Ici pas de problème de confort et pas de condition de visibilité ; il y a seulement le problème de visibilité de nuit pour les routes non éclairées. Donc, les phares de véhicules doivent éclairer un tronçon de longueur telle que le conducteur aperçoive un obstacle assez tôt pour disposer de la distance d'arrêt.

II.5 CLASSIFICATION GTR (GUIDE TECHNIQUE ROUTIER) [9]

II.5.1 Définition :

La partie supérieure des terrassements (PST) est la zone supérieure, d'environ 1 mètre, des terrains en place (cas des déblais) ou des matériaux rapportés (cas des remblais). La plate-forme de la PST est l'arase de terrassement AR (Fig.II.5).

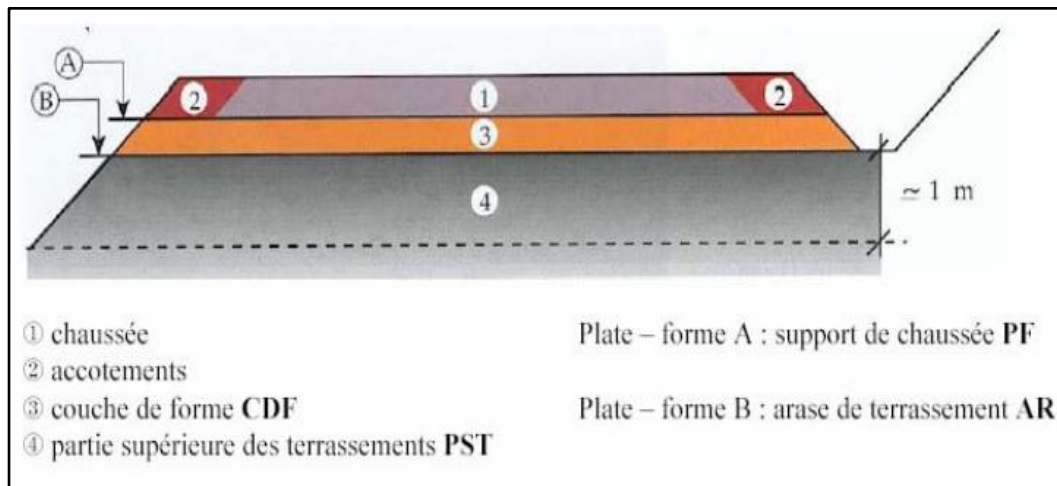


Figure II.5 définition des termes de l'ensemble de chaussée

II.5.2 Classification des matériaux GTR 92 (norme NF – P 11-300)

L'utilisation des terres en remblai est d'abord directement liée à leur classification et à leur comportement lors de leur mise en place.

Le GTR 92 (Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, **LCPC, SETRA, 1992**) et la norme qui en découle **NF- P 11-300** (septembre 1992) proposent une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

Ils permettent de définir la classe du matériau à partir des résultats de plusieurs types d'essais. On distingue trois catégories d'essais:

- . Les essais d'identification ou de nature ;
- . Les essais d'état ;
- . Les essais de comportement mécanique.

II.5.3 Analyse des différents paramètres de classification des sols

Nous allons analyser les différents paramètres qui permettent la classification des sols d'après leur nature, leur état et leur comportement.

II.5.3.1 Paramètres de nature :

Ce sont des paramètres qui ne varient pas ou peu ni dans le temps, ni au cours des manipulations :

- ✓ La granularité;
- ✓ L'indice de plasticité ;
- ✓ La valeur au bleu de méthylène (sur la fraction 0/50 mm).

II.5.3.1.1 La granularité :**Le D_{max} :**

Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol.

Seuil retenu : 50mm. Cette valeur permet de distinguer les sols fins, sableux et graveleux (< 50mm), des sols grossiers.

- tamisât à 80 μm (ou % de fines) :

Ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines des sols sableux et graveleux.

Seuils retenus :

35 % : Au-delà de 35 % de tamisât à 80 μm , les sols ont un comportement assimilable à celui de leur fraction fine.

12 % : C'est le seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

- tamisât à 2 mm :

Permet la distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

II.5.3.1.2 L'indice de plasticité I_p :

Ce paramètre caractérise l'argilosité des sols.

Seuils retenus :

12 : Limite supérieure des sols faiblement argileux.

25 : Limite supérieure des sols moyennement argileux. 40 : Limite entre sols argileux et très argileux.

II.5.3.1.3 La valeur de bleu de méthylène VBS:

Il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol.

On détermine la VBS (valeur de bleu du sol) à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur une fraction 0/2mm.

La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 mm par une règle de proportionnalité.

Seuils retenus :

0,1 : Seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau. Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à 80 μm qui doit être 12 %.

0,2 : Seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau. 1,5 : Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.

2,5 : Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

6 : Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

8 : Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

II.5.3.2 Paramètres de comportement mécaniques :

L'introduction dans la classification de ces paramètres résulte du fait que des sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subies au cours de leur mise en œuvre.

Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols sont la valeur LOS ANGELES LA, et la valeur MICRO DEVAL en présence d'eau MDE, ou la valeur de friabilité des sables FS pour les sols sableux

Seuils retenus :

45 : pour les valeurs LA et MDE.60 : pour les valeurs FS.

II.5.3.3 Paramètres d'état :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol, mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est l'état hydrique : son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

II.5.4 Différents états hydriques considérés :

L'état très humide (th) : Etat d'humidité très élevé ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

L'état humide (h) : Etat d'humidité élevé autorisant toutefois la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières (aération, traitement, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-commercial actuel.

L'état d'humidité moyenne (m) : Etat d'humidité optimale (minimum de contraintes pour la mise en œuvre).

L'état sec (s) : Etat d'humidité faible mais autorisant encore la mise en œuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.

L'état très sec (ts) : Etat d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

II.5.5 Paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique :

On peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) de la fraction 0/20 du sol par rapport à l'Optimum Proctor Normal (ω_{opn}) exprimée par le rapport :

$$\omega_n / \omega_{opn}$$

La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) par rapport aux limites d'Atterberg (ω_l et ω_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c).

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega_n}{\omega_l - \omega_p}$$

L'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du poinçonnement.

CBR mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor Normal.

Seuils retenus : Ils sont détaillés dans les tableaux de la classification des sols figurant au paragraphe suivant.

II.5.6 CLASSIFICATION DES SOLS:

Les tableaux dans le chapitre III (Annexe 12), extraits de la norme NF P 11-300, définissent la classification des sols répartis entre 4 classes :

Classe A : sols fins,

Classe B : sols sableux et graveleux avec fines,

Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,

Classe D : sols insensibles à l'eau.

II.6 CONCLUSION

Les routes sahariennes ne souffrent pas de sous - Dimensionnement : elles périclitent par fatigue des matériaux de la Couche de base (ou par usure de la couche de roulement) et non Par rupture des sols ou fluage, les sols étant généralement bien portants et secs.

La tenue de l'ensemble des chaussées en tufs d'encroûtements a été satisfaisante à chaque fois que les conditions liées aux critères de choix sont remplies et que des précautions de mises en œuvre ont été respectées.

En cas d'augmentation du trafic, ou en cas de matériaux non Performants, l'utilisation des tufs passera par une amélioration des qualités du matériau et non par une augmentation de l'épaisseur de la chaussée.

L'amélioration des qualités de ces matériaux demande une meilleure connaissance de ses particularités et une réappropriation de la capitale expérience dont dispose nos entreprises.

Chapitre III



Identification Géotechnique

Des Matériaux Etudies



III.1 introduction:

Notre objectif de ces études, l'exploitation des matériaux locaux de la région d'Adrar, des échantillons prélevés dans des carrières à ciel ouvert pour mieux comprendre leur comportement et leur utilisation dans diverses situations afin de réaliser un Caractérisation qui facilitera leur classification et leur utilisation par les ingénieurs ettechniciens du secteur routier.

Pour cela, des essais ont été effectués dans le laboratoire sur deux matériaux : le tuf et le sable concassé de la région d'Adrar afin d'identifier leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

III.2. Localisation des matériaux:

Souvent, les deux carrières qui sont utilisées en construction routière dans la région du centre de la wilaya d'Adrar se trouvent au niveau de ***la route de l'aéroport*** et ***Coussane***.

II.2.1 carrière de la route de l'aéroport:

Cette carrière est repérée sur la photo III.1 (Google Earth), elle est située à la proximité de l'aérodrome de la ville d'Adrar, le matériau appelé tuf est un sol pulvérulent poudreux de couleur blanche. Ce gisement est exploité souvent dans lesprojets routiers.

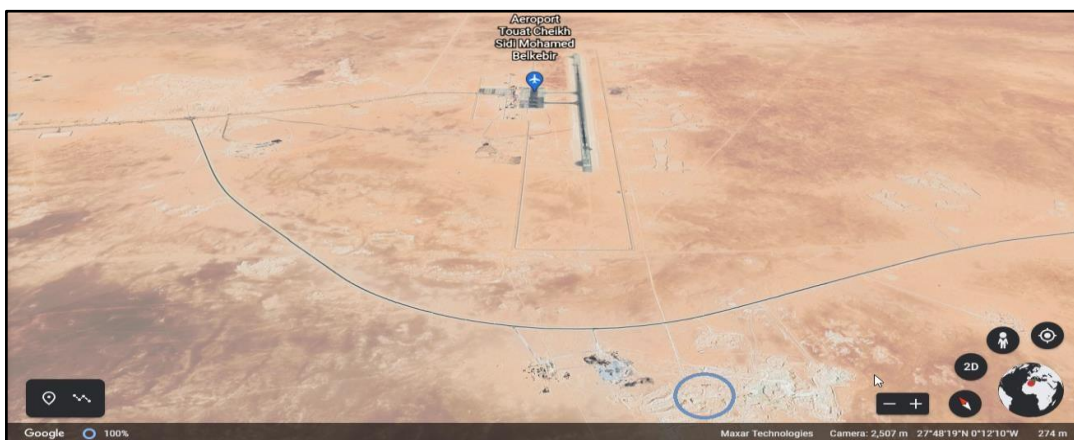


Photo III.1: Carte de localisation de la carrière étudiée (tuf) en cercle bleu.



Photo III.2 : *Matériau local (tuf).*

III.2.1. carrière Coussane:

Cette carrière est repérée sur la Photo III.3, elle se trouve au Sud-ouest de la ville d'Adrar.

La région est sélectionnée dans un cercle bleu.



Photo III.3 : *Carte de localisation de la carrière étudiée (sable concassé) (Google Earth).*

III.3. Etude d'identification géotechnique:

A partir des essais géotechniques nous pouvons déterminer les caractéristiques des sols qui sont utilisés à construire l'assise de la structure de chaussée (couche de base+ couche de fondation).

L'identification géotechnique consiste classiquement à exécuter des séries d'essais selon les normes, le tuf et le sable concassé étudiés dans cette étude, nous avons réalisés les essais suivants :

Les essais d'identification:

Le poids volumique des grains solide L'analyse granulométrique par tamisage Les

limites d'Atterberg

Equivalent de sable

Essai au bleu de Méthylène

Les essais mécaniques :

Proctor Modifié Essai C.B.R

Compression simple

III.3.1 Les essais d'identification:**III.3.1.1 le poids volumique des grains solides :**

La référence de cet essai est basé sur la norme **NF P 94-054**. Ce volume des grains du sol ou (poids volumique du solide) est définie comme suit :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Exprimé en kN/m³.

A
v
e
c
:
 γ_s : Poids spécifique des particules solides;
 W_s : Poids du sol sec;
 V_s : Volume des particules solides.

Le poids spécifique des particules solides est obtenu par pesage. Le volume des particules solides est obtenu par différentes pesées.

La Photo III.4 présente les différentes étapes expérimentales pour la détermination du poids volumique sec.



Photo III.4: Mode opératoire de l'essai poids volumique des grains solide

A l'aide de la loi :

$$\gamma_s = W_s / V_s$$

Nous avons obtenus les résultats mentionnés dans le tableau III.1

Tableau III.1 Résultats obtenus pour le poids volumique des grains solide

Échantillon	γ_s (kN/m ³)
Tuf	26,78
Sable concassé	26,76

Le tableau suivant utilise pour montrer les valeurs des poids volumiques secs de quelques minéraux caractéristiques d'après Withman et Lambeinin Costet Sanglérat, 1983.

Tableau III.2 : Poids volumiques sec de quelques minéraux Withman et Lambeinin (Costet et Sanglérat, 1983).

Argile	γ_s (kN/m ³)
Quartz	26,6
K-Feldpath	25,4 à 25,7
<u>Na-Ca-Feldpath</u>	26,2 à 27,6
Calcite	27,2
Dolomite	28,5
Muscovite	27 à 31
<u>Chlorite</u>	26,1 à 29
Kaolinite	26,1 à 26,4
Illite	28,4 à 27,4
Montmorillonite	27,5 à 27,8
Attapulgite	23,0

Résultat final de l'essai:

- Donc à partir le **Tableau III.1** et **Tableau III.2** on peut déterminer le minéral de notre sole c'est-à-dire le sable concassé et le tuf se trouve dans la famille d'argile : Na-Ca-Feldpath, Chlorite.

III.3.1.2 Analyse granulométrique par tamisage:

Pour le sable concassé nous avons utilisé la norme suivent **NF P 18-554 Décembre 1990**.

Pour le tuf nous avons utilisé la norme suivent **NF P 94-056 Mars 1996**. Méthode partamisage à sec après lavage.

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions. L'analyse granulométrique complète comprend deux opérations :

- a) Le tamisage pour la distribution pondérale des particules de dimension supérieure ou égale à 80 microns.
- b) La sédimentométrie pour la distribution pondérale des particules de dimension inférieure à 100 microns.

Par tamisage le matériau est séparé en fractions granulaires définies par le côté de la maille carrée du tamis ou le diamètre des trous de la passoire, au travers duquel elle est passée en dernier.

La dimension des grains déterminée par sédimentométrie est indiquée d'après le diamètre des sphères de même poids spécifique qui sédimentent au cours de l'essai à même vitesse (diamètre équivalent).

Le résultat de l'analyse granulométrique, traduit en courbe, facilite l'identification exacte du matériau et permet d'en prévoir certaines propriétés routières (aptitude au compactage, à l'utilisation en couche filtre, etc.).

Termes à retenir :

- Refus sur un tamis: partie du matériau retenu sur un tamis.

- Tamisât ou passant: partie du matériau passant à travers les mailles d'un tamis.
- Classe granulométrique : ensemble des éléments dont les dimensions sont comprises entre deux ouvertures de tamis définissant un intervalle (ex : 0/50mm).
- Courbe granulométrique : représentation du pourcentage massique des différents tamisât en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis. Selon la norme **NF P 94-056 Mars 1996**, l'essai s'effectue sur une masse 50kg a été prendre à partir le Schéma du processus opératoire de l'analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (*voir Annexe 2*).

Ensuite, nous avons pris 1200 kg de refus dans un tamis de 10 mm, l'avons lavé et mis dans l'étuve 24h.

Les photos suivent résumant quelque étapes pendant l'essai d'analyse granulométrique



Photo III.5: photos d'exécution de l'essai analyse granulométrique.

L'analyse granulométrique par tamisage sert aux sols grenus étant incomplète pour un matériau possédant une quantité importante de grains fins inférieure à 0,08 mm, elle fait appelle à la sédimentation pour une analyse complète du matériau. On préparer cette analyse comme : prend le passent au tamis 0,08 mm au moment du lavage de la qualité pesée à l'état sec au cours de l'étude granulométrique. On le sèche jusqu'à dessiccation complète, on le désagrège à l'aide d'un maillet et on le mélange pour avoir un échantillon homogène, le pèse 20 g de l'échantillon, dans une éprouvette ou mélange un demi litre d'eau distillée avec 10 ml d'hexaméta- phosphate de sodium, On y ajoute de l'eau distillée jusqu'à avoir 1000 ml de mélange.

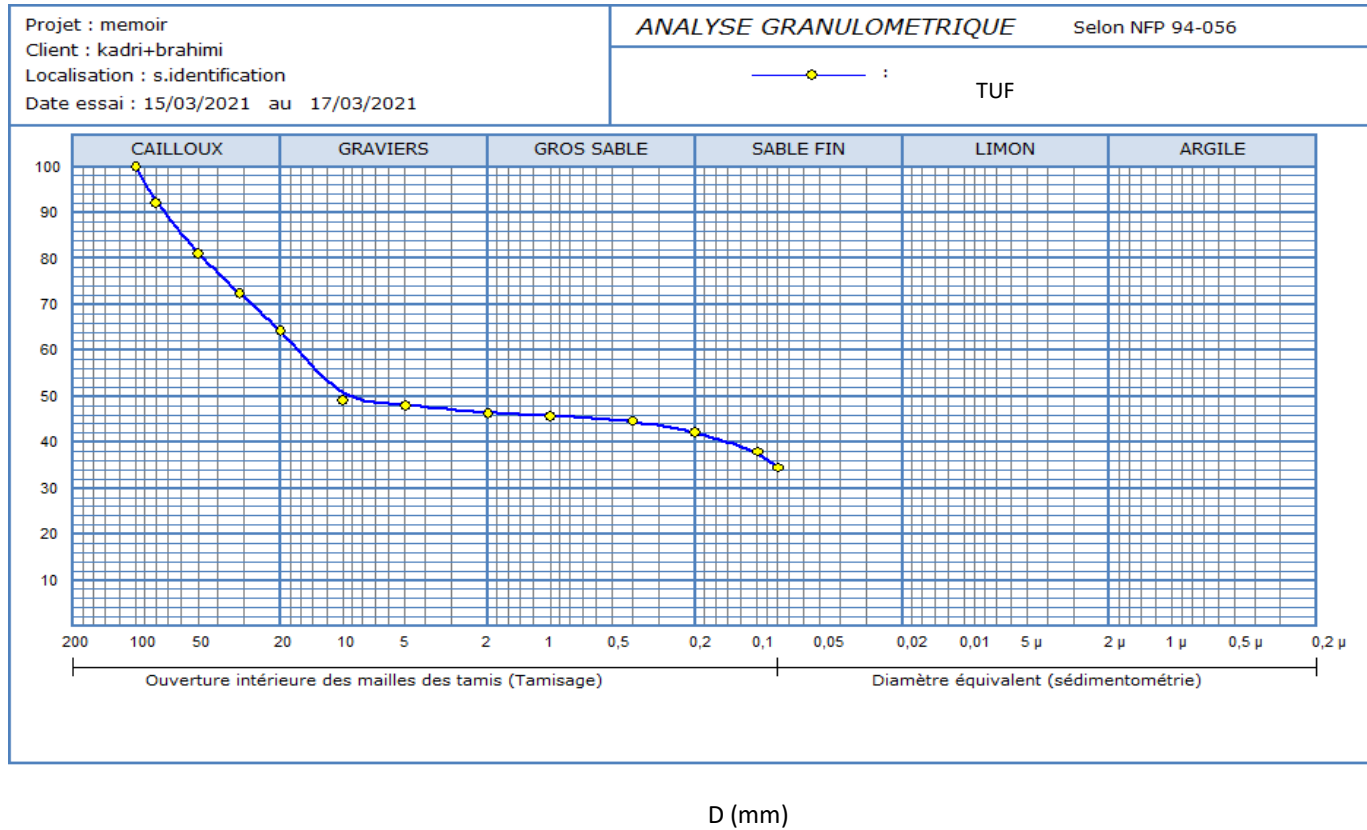
L'essai a pour but de tracer courbe granulométrique des éléments fins.

L'interprétation de résultats :

Tableau III.3 Résultats de l'analyse granulométrique du tuf et sable concassé

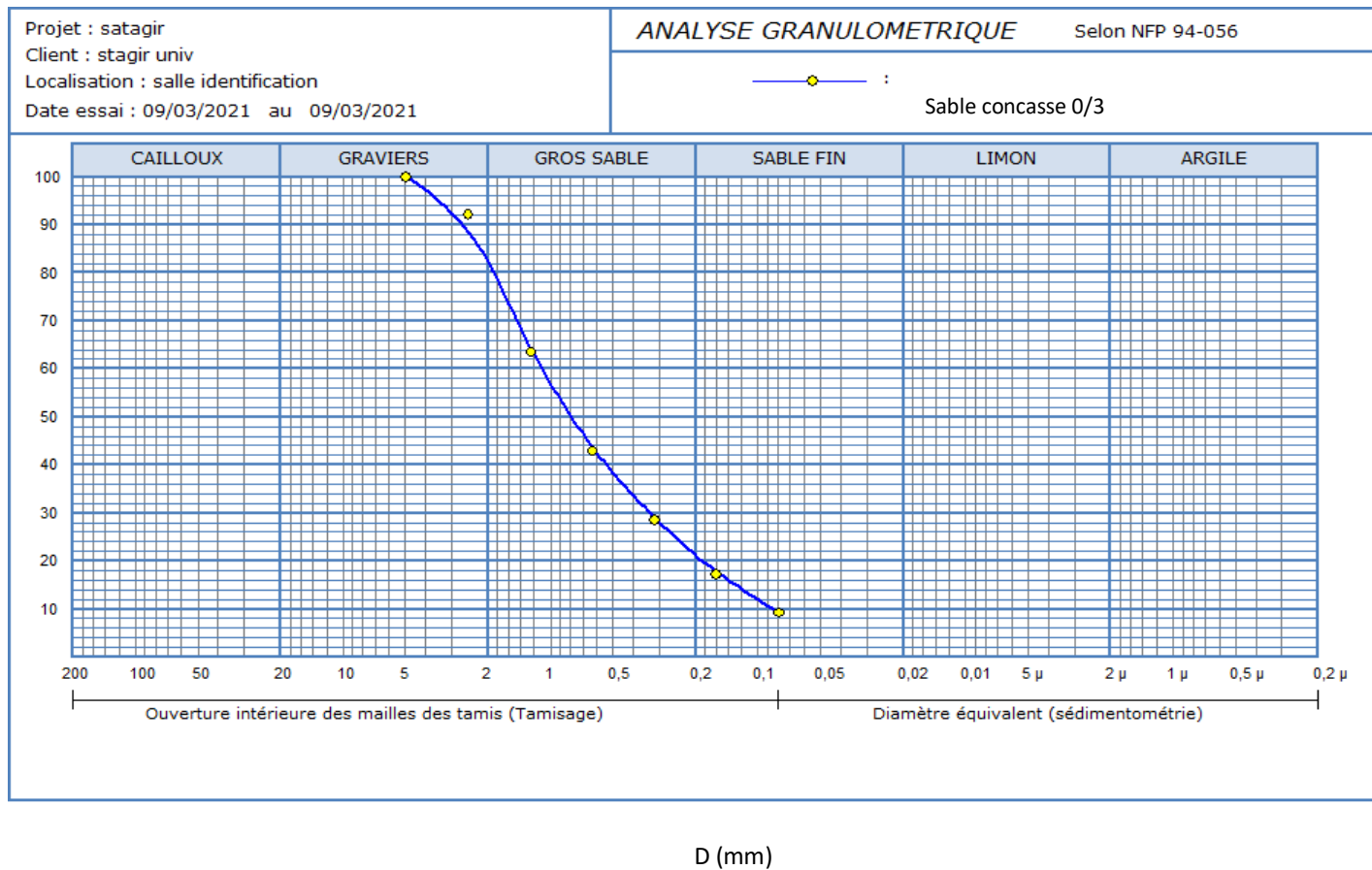
(Voir annexe 3)

<i>Tuf</i>			<i>Sable concassé</i>
0/80	0/D		0/3
/	D10 (mm)		0.085
0.08	D30 (mm)		0.35
17.5	D60 (mm)		1.50
66	Fraction 80µm	RC (%)	90.3
34		Tc (%)	9.7
55.08	Fraction 2mm	RC (%)	17
/	$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$		0.96
/	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$		17.64



Programme : Soiltests 2007 ©

Figure III.1 : Courbe d'analyse granulométrique du tuf.



Programme: Soltests 2007 ©

Figure III.2 : Courbe d'analyse granulométrique du sable concassé

III.3.1.3 les limites d'Atterberg:

L'essai est réalisé suivant la norme **NF P 94-051 Mars 1993**.

Des essais spécifiques sont pratiqués pour déterminer les caractéristiques de la fraction fine des sols (granulométrie inférieure à 400 μm). Ces essais permettent la détermination des limites d'Atterberg.

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec :

La quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores L'épaisseur des couches d'eau absorbée qui enrobent ses grains.

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre:

Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité : W_L). Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité W_p).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.

La différence $I_p = W_L - W_p$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

L'essai s'effectue en deux phases

a) Recherche de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de Casagrande.

b) Recherche de la limite de plasticité par formation de rouleaux de 3 mm de diamètre.

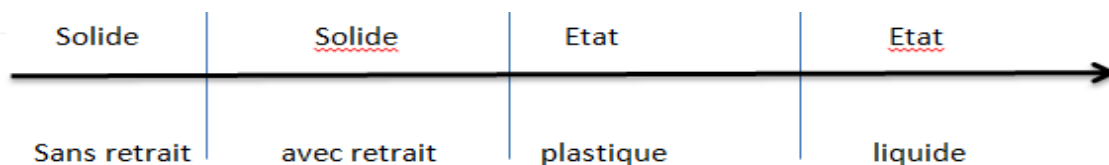


Photo III.6 : limites d'Atterberg



Photo III.7: photos d'exécution l'essai limites d'Atterberg.

L'interprétation de résultats

Le tableau III.4 résume les résultats des limites d'Atterberg du **TUF** et **Sable concasse**

Tableau III.4 : Résultats de limites d'Atterberg des matériaux (voir annexe 4)

Echantillon	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)
TUF	26.7	21.03	5.67
Sable concasse	15.70	Non mesurable	/

Tableau III.5 : Classification suivant IP

Indice de plasticité	Etat du sol
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Peu plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
> 40	Très plastique

Résultat final de l'essai:

A partir le **Tableau III.4** et **Tableau III.5** on conclue que l'état de notre sol (tuf) est peut plastique puisque la valeur de **I_p** est égal à **5.67%**.

Abaque de plasticité de Casagrande : la classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-dessous (Figure III.3).

Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour l'abscisse la limite de liquidité et pour l'ordonnée l'indice de plasticité.

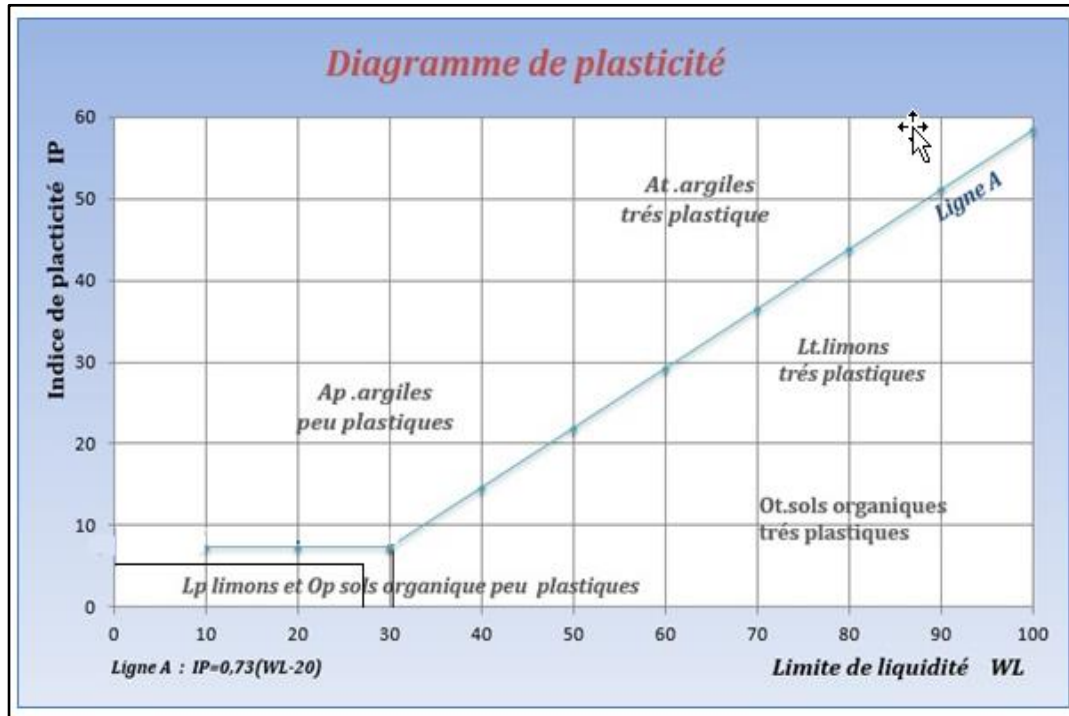


Figure III.3 : Abaque de plasticité de Casagrande

Résultat final de l'essai:

Selon le diagramme de plasticité on peut dire que notre sol est un limons et sol organique peu plastique.

III.3.1.4 équivalent du sable (ES):

Cet essai est réalisé suivant la norme **NF EN 933-8+A1 :2015**.

La présente norme a pour objet de définir une caractéristique de certains sols ou granulats, intitulée « équivalent de sable » et de fixer la méthode permettant de déterminer cette caractéristique.

DOMAINE D'APPLICATION :

Cette détermination s'applique dans de nombreux domaines, notamment les suivants

Choix et contrôle des sols utilisables en stabilisation mécanique, Contrôle des sols utilisés en stabilisation chimique,

Choix et contrôle des sables à béton,

Choix et contrôle des granulats pour les enrobés hydrocarbonés.

DÉFINITION :

La détermination de l'équivalent de sable, qui est effectuée sur la fraction de sol ou de granulat passant au tamis à mailles carrées de 5 mm, rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins contenus dans cette fraction, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments fins (argile, impuretés..).

L'équivalent de sable est le rapport multiplié par 100 de la hauteur de la partie sédimentée à la hauteur totale du floculat et de la partie sédimentée. Ces hauteurs sont mesurées dans une éprouvette où la prise d'essai a été traitée, dans des conditions définies, par une solution lavant capable de faire flocculer les éléments fins.

Il s'exprime par:

ES (équivalent de sable, tout court) mesuré au piston, ESV (équivalent de sable visuel) mesuré à vue,

À la température de 23 (+/-) 3°C.

Le mode opératoire de cet essai est présenté dans les photos suivantes:



Photo III.8: Mode opératoire de l'essai d'équivalent de sable.

L'interprétation de résultats :

L'équivalent de sable est donné par la formule :

$$ES = \left(\frac{h2}{h1} \right) * 100$$

ES : la valeur de l'équivalent de sable.

h1 : hauteur (sable+ éléments fins).

h2 : hauteur (sable propre seulement).

Tableau III.6 Résultats d'équivalent de sable du tuf et du sable concassé. (Voir annexe 5)

Echantillon	tuf	Sable concasse
Es (%)	7.21	70.50

Tableau III.7 : Nature et qualité du sable en fonction de l'ES.

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

Résultat final de l'essai:

D'après le tableau III.6 et III.7 le tuf est un sable argileux, risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons qualité, et le sable concassé est un Sable propre- à faible pourcentage de fines argileuses Convenant Parfaitement pour les bétons de haute qualité.

III.3.1.5 Essai au bleu Méthylène (VBS):

Nous avons réalisé cet essai suivant la norme **NF P 94-068 Novembre 1993**.

Cet essai permet de caractériser la phase argileuse d'un sol. L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que la quantité d'argile qu'il contient est importante ;

Cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique élevée et qu'elle est abondamment chargée.

Il existe des corrélations entre les valeurs de bleu d'un sol (VBS) et son indice de Plasticité pour les sols cohérents et l'Equivalent de sable pour les sols grenus.

L'Indice de plasticité (IP) et la valeur de bleu d'un sol (VBS) sont tous les deux des paramètres qui mesurent l'argilosité.

La VBS est une grandeur qui exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans le sol étudié, elle est donc applicable à l'identification de tous les sols. L'IP est un paramètre mesuré depuis beaucoup plus longtemps dans les sols et l'on dispose donc d'une plus grande expérience dans l'interprétation de cette caractéristique, de plus il est plus sensible que la VBS pour des sols moyennement à très argileux. Enfin l'IP est à la fois un paramètre d'identification et de comportement du sol qui définit l'intervalle de teneur en eau dans lequel le sol reste souple et déformable tout en conservant une certaine résistance au cisaillement.

Ces deux indices ne peuvent donc pas se substituer entièrement l'un à l'autre.

Cet essai est utilisé dans le domaine routier et dans la Recommandation pour les terrassements Routiers (Recommandations SETRA-LCPC).

L'essai au bleu permet une évaluation globale de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse

$$VBS = \frac{\text{Quantite de bleu absorbe (cm}^3\text{)}}{\text{poids sec de la pris (g)}}$$

Nous avons effectué cet essai sur la fraction 0/5 pour le tuf, et le sable concasse sur la fraction 0/2 (Voir annexe 7);

La surface spécifique totale de la prise d'essai est donnée par : $SST=20.93 \cdot V_{BS}$



Photo III.9 : Mode opératoire de l'essai bleu de méthylène.

L'interprétation de résultats :



Photo III.10: Résultats de l'essai la valeur de bleu (tuf et sable concassé).

Tableau III.8 : Résultats de l'essai la VBS du tuf et de sable concassé.(Voir annexe 6)

Echantillon	Tuf	Sable concasse
Volume de bleu (cm ³)	70	40
VB (cm ³ /g)	1.16	0.2
Surface spécifique total (cm ² /g)	24.27	4.03

Les ordres de grandeurs des valeurs du bleu des sols d'après Philipponnat (1997) sont représentés dans le tableau III.9.

Tableau III.9 : Classifications des sols d'après Philipponnat(1997).

La valeur de bleu	Type de sol
VB < 0,2	Sols sableux, sensible à l'eau
0,2 < VB < 2,5	Sols limoneux, sensible à l'eau et peu plastique
2,5 < VB < 6	Sols limoneux-argileux, plasticité
6 < VB < 8	Sols argileux
VB > 8	Sols très argileux

Résultat final de l'essai:

D'après les valeurs de bleu que nous avons obtenues, nous considérons que le tuf est un sol limoneux, sensible à l'eau et peu plastique, et le sable est un Sols sableux, sensible à l'eau.

III.3.2 Les essais mécaniques :**III.3.2.1 Essai Proctor modifié:**

L'essai se fait suivant la norme **NF P94-093**, il a pour but de déterminer pour un compactage normalisé d'intensité donnée, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale correspondante. L'essai consiste à compacter un certain nombre d'échantillons dans un volume donné, à différentes teneurs en eau et à un même niveau d'énergie de compactage. L'énergie de 2472 t/m³ est appliquée aux matériaux en :

- 5 couches de 55 coups de dame Proctor modifié dans le moule CBR (fraction 0/20mm).
- 5 couches de 25 coups de dame Proctor modifié dans le moule Proctor (fraction 0/5mm).

Dans la pratique, la densité maximale obtenue à l'essai Proctor modifié correspond à celle que permettent d'obtenir les compacteurs modernes pour le compactage des matériaux à leurs humidités optimales, utilisés en assises de chaussées. La courbe Proctor présente la variation de la densité sèche γ_d en fonction de la teneur en eau ω du matériau étudié. Nous pouvons donc déterminer la teneur en eau optimale ω_{opt} et la densité sèche maximale γ_{dmax} à l'optimum Proctor. Nous avons pesé 5500g pour faire l'essai, puis l'avons mélangé avec la quantité d'eau que nous avons calculée par la relation suivante

$$\omega = \frac{5500 * 10}{100}$$

Les photos suivent résumant quelque étapes de cet essai :



Photo III.11 : Mode opératoire de l'essai Proctor Modifié

L'interprétation de résultats :

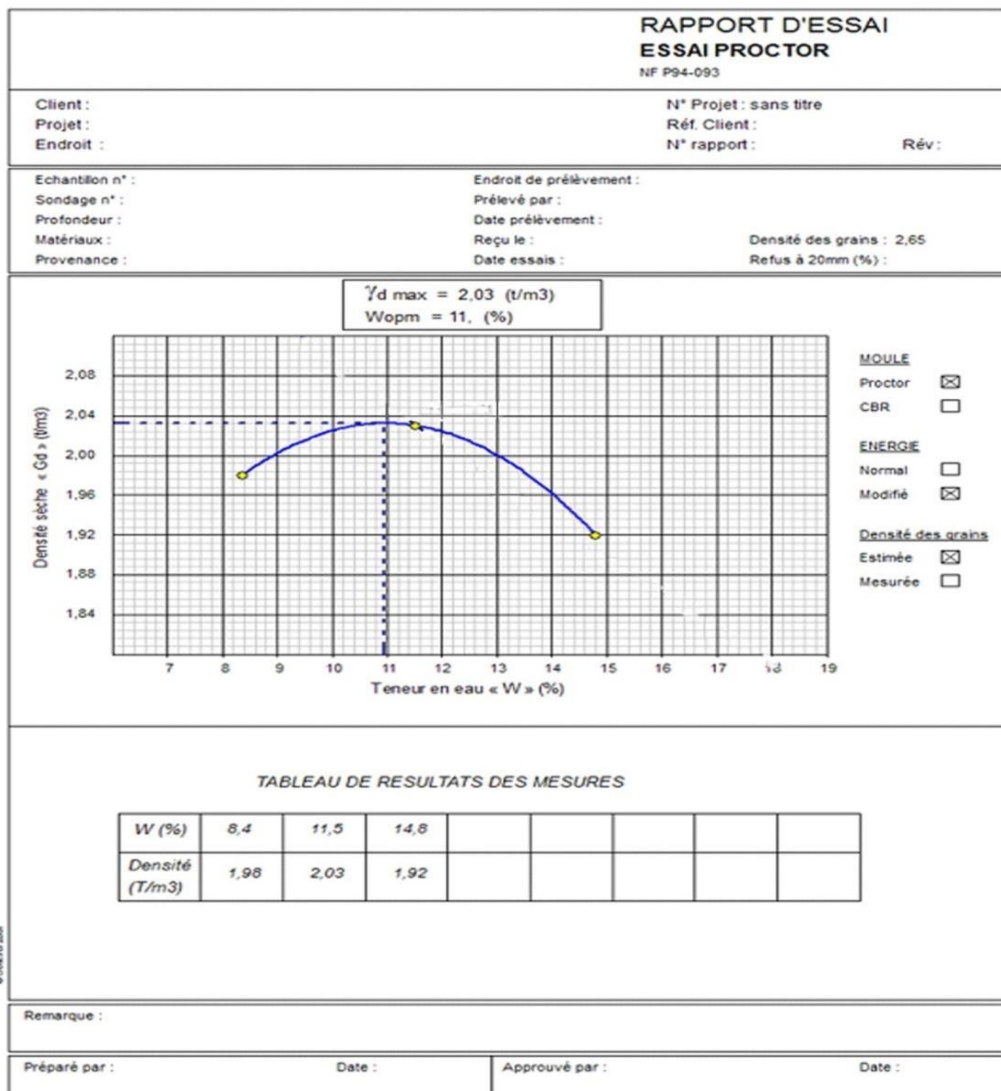


Figure III.4 : Courbe de Proctor modifié du tuf

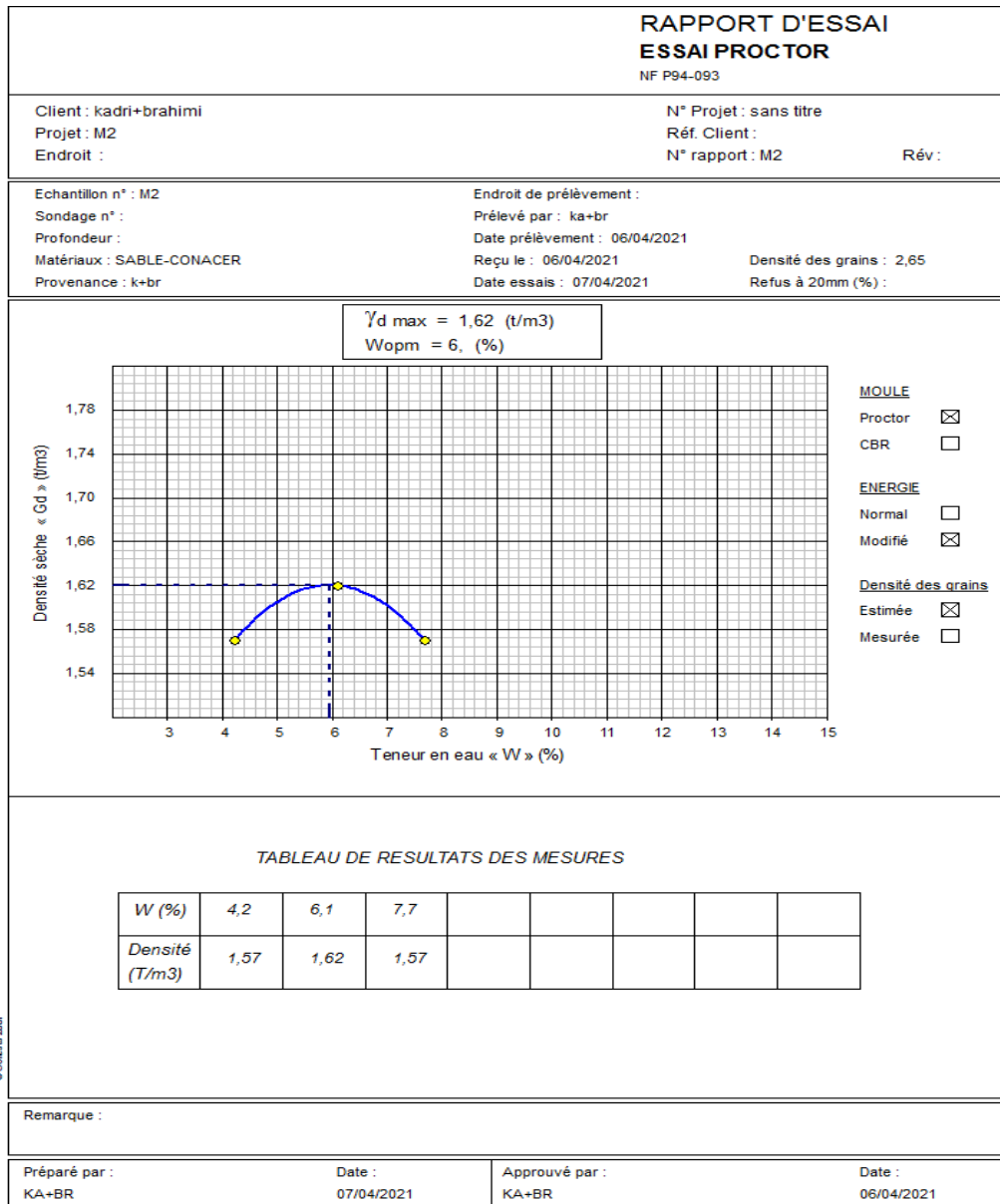


Figure III.5 : Courbe de Proctor modifié du sable concassé

Tableau III.10 Résultats de Proctor modifiée. (Voir annexe 8)

Echantillon	w (%)	γ_{dmax} (t/m ³)
Tuf	11.00	2.03
Sable concasse	6.00	1.62

III.3.2.2 Essai CBR:

Sur la base des normes françaises, l'indice CBR (ICBR) est utilisé pour estimer l'épaisseur d'un corps de chaussée. On le détermine immédiatement après le compactage ou après quatre jours d'immersion selon la norme **NFP 94-078**.

L'essai consiste à poinçonner dans le moule CBR des éprouvettes confectionnées à différentes énergies de compactage (12 coups par couche, 25 c/c, 55 c/c), et à des teneurs en eau correspondant à l'optimum de l'essai Proctor modifié. D'après les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement on détermine l'indice CBR pour chaque énergie de compactage. Ceci permet de représenter la variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR [$\gamma_d = f(\text{ICBR})$]. L'indice CBR final, déterminé graphiquement, est celui qui correspond à 95% du poids volumique sec maximum de l'essai Proctor modifié.

Les résultats CBR immédiats sont très variables selon les caractéristiques du tuf étudié, l'indice CBR est d'autant plus élevé que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière. Les indices maximaux sont les plus souvent atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à W_{optm} . [3]



Photo III.12 Mode opératoire de l'essai CBR (L'indice portant immédiat)

Tableau III.11 : tableau de résultat CBR (Voir annexe 9)

A (2,5mm)	P(2,5)/0,7	26.96
A(5mm)	P(5)/1,05	32.14

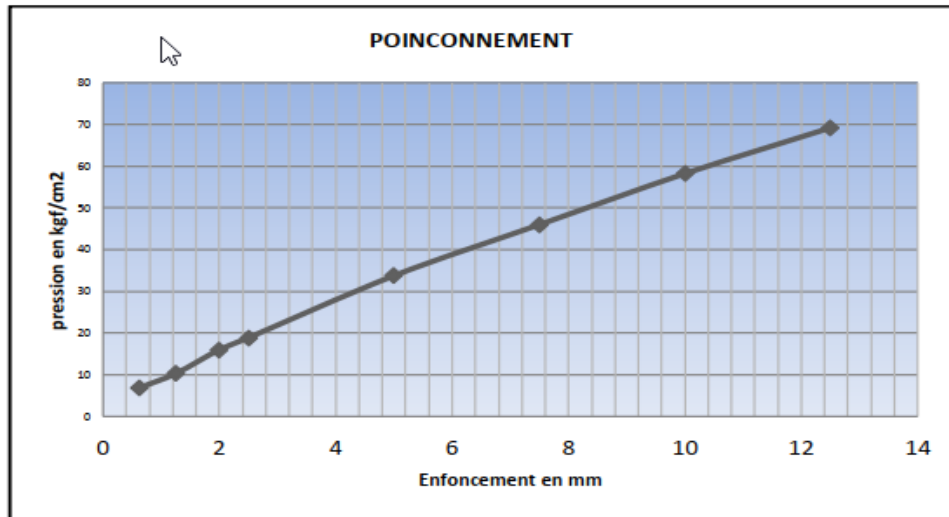


Figure III.6 : Courbe de poinçonnement du tuf.

III.3.2.3 Essai compression simple:

Cet essai a été introduit pour apprécier la cohésion des matériaux locaux soumis à un état de sécheresse. L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement dans le temps, il est réalisé sur des échantillons confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et compactés à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié.

L'essai est réalisé sur des échantillons confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et compactés à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié. [3]

Préparation des échantillons :

La préparation des échantillons est conduite comme suite :

→ L'essai de compression simple a été réalisé sur la fraction 0/5 mm des différents mélanges compactés statiquement à l'optimum Proctor modifié dans des éprouvettes cylindriques.

- Le compactage s'est effectué statiquement à l'aide d'une presse de type CBR à une vitesse inférieure à 2 mm/min, à différentes compacités.
- Les éprouvettes démoulées sont séchées à l'air libre pendant une durée de 0,7, 14 et 28 jours.



Photo III.13 Mode opératoire de l'essai compression simple.

Résultat final de l'essai:

Tableau III.12 Résultat final de la compression simple (voire l'annexe 10).

Compacité Théorique(%)	Densité t/m ³	Poids du sol sec (g/cm ³)	Poids de l'eau (g/cm ³)	Poids du sol humide (g/cm ³)	RC (Bar)
100	2.03	398.39	43.82	442.21	17.70
98	1.99	390.42	42.95	433.37	15.41
95	1.93	378.47	41.63	420.10	10.85

III.4 Classification LCPC, GTR des matériaux :

III.4.1. Classification de LCPC (Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées)

❖ **Pour le tuf** : à partir des résultats d'analyse granulométrique, le tuf à plus de 50% des éléments $> 0.08\text{mm}$ qui ont un diamètre $> 2\text{mm}$ et moins de 5% d'éléments $< 0.08\text{mm}$; avec C_u et C_c non satisfaites, donc notre tuf est une grave propre mal graduée.

❖ **Pour le sable concassé** : à partir des résultats d'analyse granulométrique, le sable concassé à plus de 50% des éléments $> 0.08\text{mm}$ qui ont un diamètre $< 2\text{mm}$ et moins de 5% d'éléments $< 0.08\text{mm}$; avec $C_u=17.64$ et $C_c=0.96$, donc notre tuf est un sable propre mal gradué. (voir l'annexe 11).

III.4.2. Classification de GTR (Guide Technique Routier) : (Voir annexe 12)

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais (GTR, 1992), les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granulométrie (D_{max} , tamisât à $80\mu\text{m}$, tamisât $2\mu\text{m}$), l'argilosité (indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres sont retenus dans la classification des sols. Le rapport de la teneur en eau naturelle (W_n) à la teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal ou modifié (W_{OPN} et W_{OPM}), l'indice de consistance (I_c) et l'Indice Portant Immédiat (IPI).

- **Pour le Tuf :**

- a) **Classement selon la nature:**

- Paramètre de nature en premier niveau de la classification :

- $D_{\text{max}} > 50\text{ mm}$ c'est-à-dire $100\text{mm} > 50\text{mm}$
- Passant à $0.08\text{mm} < 12\%$ et VBS est > 0.1 c'est-à-dire $1.16 > 0.1$ Donc on a une classe **C : Sole Comportant Des Fines Et Des Gros Éléments.** Paramètre de

- nature deuxième niveau de classification:

- Matériaux anguleux comportant une fraction $0/50\text{ mm} > 60$ à 80% et matériaux roulée. La fraction $0/50$ est une classe B.

Donc on a une classe **C₁B_i** : argiles à silex, argile à meulière, éboulis. Moraines, alluvions grossières.

b) Classement selon l'état hydrique et le comportement:

A travers le tableau de classification GTR on trouve que notre sol est en sous classe

B₄₂

Finalement on conclut que notre sol est en classe **C₁B₄₂**

III.5 Conclusion :

Les essais que nous avons réalisés dans ce chapitre ont donné des résultats et nous a permis de connaître les propriétés mécaniques et physiques des matériaux étudiés, et également ces essais nous ont révélé les points forts et faiblesses de ces matériaux sur lesquels se concentrer pendant le traitement ou le processus d'amélioration.

Une de ces essais a expliqué la pureté de sable concasse "0/3", contrairement au tuf impur. D'autre part, l'essai des limites Atterberg du tuf nous a révélé la qualité ou l'état du tuf «un limon et sol *organique peu plastique*».

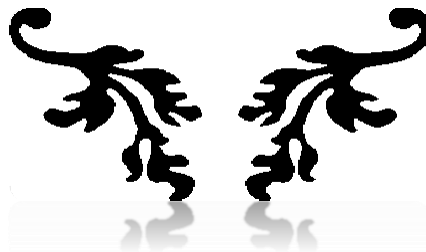
D'après les valeurs de bleu que nous avons obtenues, nous considérons que le tuf est un sol limoneux, sensible à l'eau et peu plastique, et le sable est un sol sableux, sensible à l'eau.

À propos des propriétés mécaniques, le tuf était supérieur au sable concasse 0/3 dans les trois essais bien connus : «Proctor modifié ; CBR ; compression simple » pourrait être à cause de particules fines qui sont dans le tuf et leur cohésion, par contre au sable concasse "0/3" n'a pas la cohésion entre les particules.

Chapitre IV



Etude Des Propriétés Mécaniques Des Compositions De Matériaux Locaux



IV.1 Introduction :

Ce chapitre étudie l'effet de l'ajout d'une proportion différente de sable au tuf. L'objectif principal est de déterminer la variabilité des propriétés physiques (γ_d , W_{opt} , W_L , W_p , I_p) en fonction du pourcentage de sable concassé.

Pour optimiser les paramètres géotechniques du TUF, nous avons choisi de corriger la granulométrie en mélangeant des pourcentages de tuf avec du sable concassé pour obtenir les meilleurs résultats possibles. Nous sommes intéressés aux trois mélanges suivants (80% tuf+ 20% sable concassé; 70% tuf+ 30% sable concassé; 50% tuf+ 50% sable concassé).

Dans l'optimum Proctor modifié (OPM), nous avons fait des essais de compactage et de portance sur les différents mélanges. Et des essais de compression simple à différents âges ont été réalisés sur des éprouvettes de différents mélanges .pour obtenir la composition optimale du mélange. Selon l'organigramme suivant :

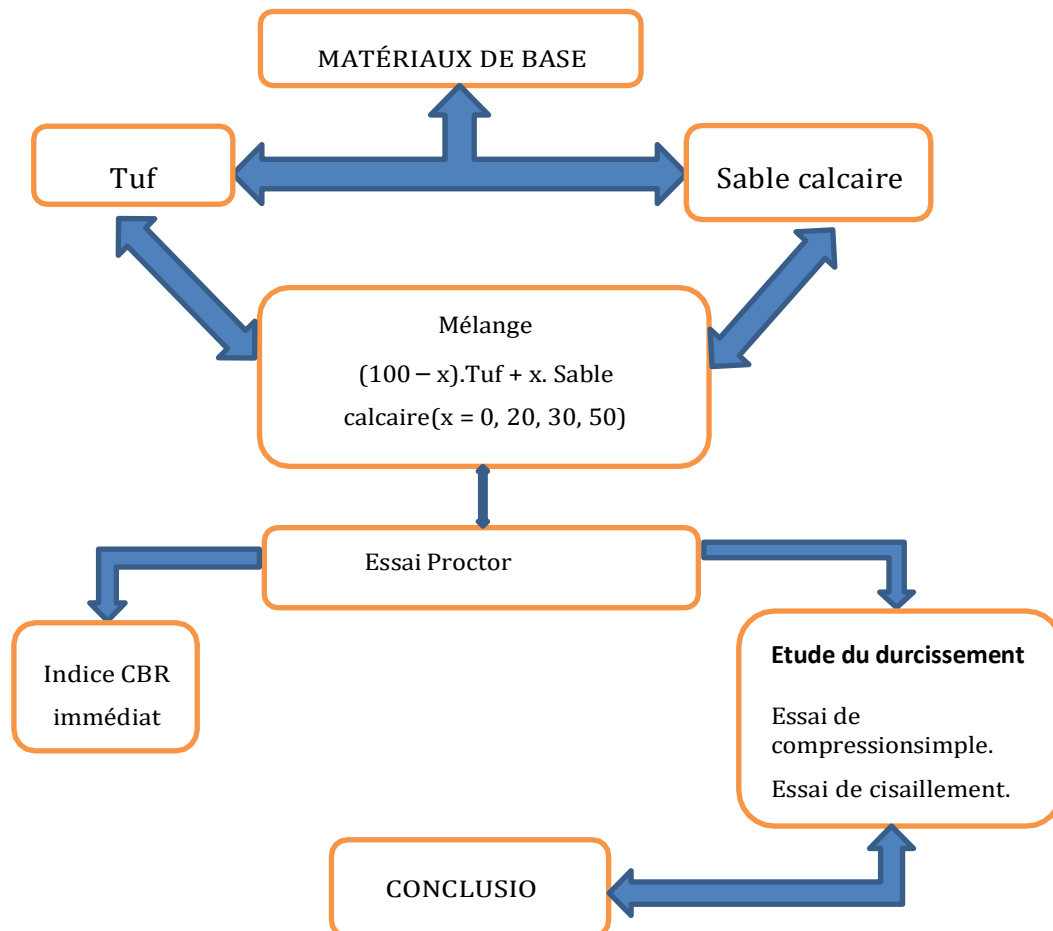


Figure IV.1 Organigramme de recherche d'une formulation optimale

IV.2 Analyse chimique sommaire :**Tableau IV.1** Analyse chimique sommaire de quelques échantillons.

	ENCHANTILLON	E1 (80%t+20%S.c)	E2 (70%t+30%S.c)	E3 (0/3)			
NOSLUBLES NFP 15-461	Creuset +précipite	28.645	30.474	30.727			
	Creuset vide	28.090	29.873	29.894			
	Poids du résidu	0.555	0.601	0.933			
	% Insolubles	55.5	60.1	83.3			
SULFATES BS 13777	Creuset +précipite	15.242	16.81	/			
	Creuset vide	15.175	16.752	20.735			
	Poids du résidu	0.064	0.058				
	% SO ₃ 2	2.19	1.99				
CARBONATES NEP 15-461	V NaOH	/	/	/			
	% CaCO ₃	32	28	09			
CHLORURES Méthode de MOHR	PH (initial)	7.27	7.29	7.44			
	PH (titrage)	6.85	6.88	6.73			
	V agno ₃	Test1	Test2	Test1	Test2	Test1	Test2
		2.1	2.3	1.9	1.9	12	12.2
	Vm (moyen)	2.1	1.8	12			
	% Cl	0.037	0.032	0.231			
	% NaCl	0.061	0.052	0.349			

IV.3 Essai Proctor Modifié :

L'essai de compactage le plus utilisé est l'essai Proctor. Lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couches d'assises de chaussées, on adopte la version dite « Proctor Modifié » pour laquelle l'énergie de compactage est plus importante. Considérant le caractère très évolutif des tufs calcaires les plus tendres, on ne réutilise pas le même échantillon pour les différents points de teneur en eau.

Représentation des résultats :

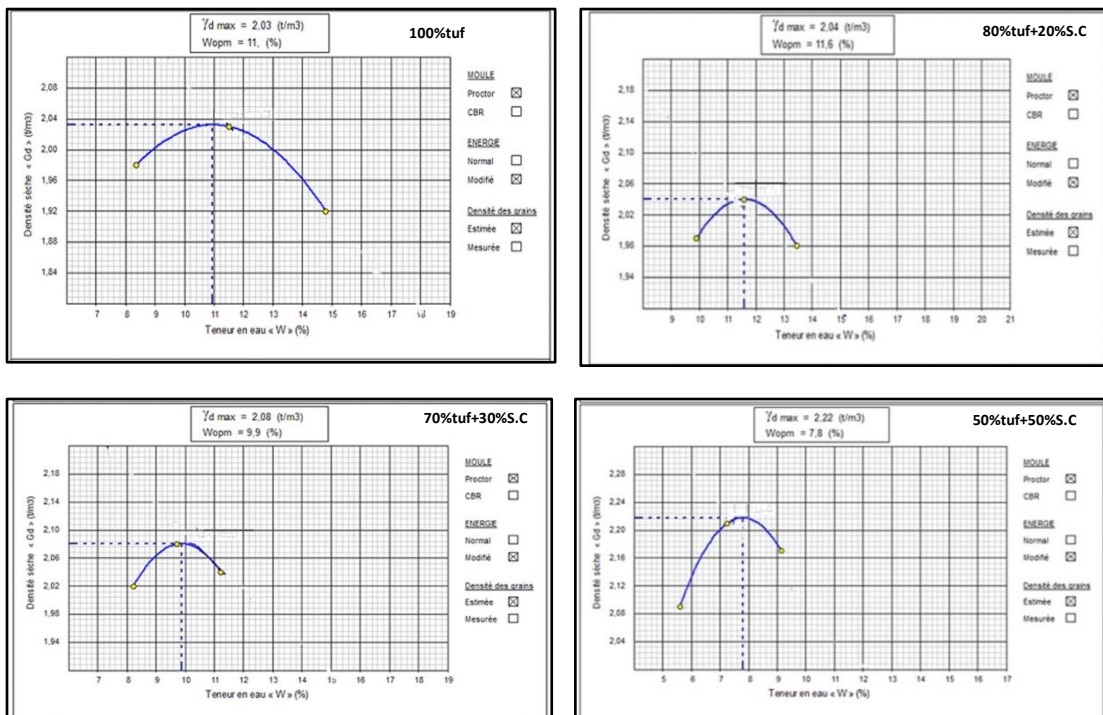


Figure IV.2 Diagrammes de Proctor Modifié des différents mélanges.

Le tableau suivant résume les résultats qui a obtenir à partir le Proctor Modifié.

Tableau IV.2 Résumé des résultats Proctor des différents mélanges.

Formulation	100%tuft	80%tuft+20%sabl econcasé	70%tuft+30%sabl concasé	50%tuft+50%sabl concasé
$(\gamma_d/\gamma_w)_{Max}$ (t/m³)	2.03	2.04	2.08	2.22
W _{OPM} %	11.0	11.6	9.9	7.8

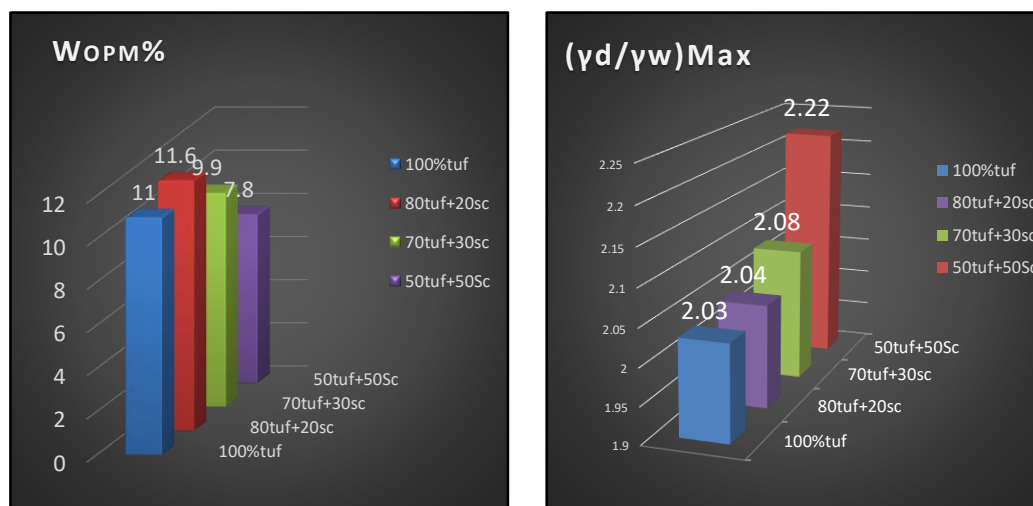


Figure IV.3 : Variation de (γ_d/γ_w) Max et WOPM des différents mélanges.

Du côté de la résistance, la composition (50% + 50%) est adaptée et très résistante, et c'est grâce aux les particules de 0/3 qui ont rempli les espaces entre les grains de fibres, mais d'autre part, nous voyons que ces particules qui ont été la cause de l'élévation de la résistance des fibres nous montrent maintenant l'un des inconvénients de 0/3, qui est la désintégration dans l'eau et l'absence de friction entre les grains. Où nous voyons dans le deuxième diagramme la composition (50% +50%) a une faible résistance à l'eau en raison de la dégradation rapide de ces molécules dans l'eau.

IV.4 Essai de portance, essai CBR

L'essai de portance est réalisé conformément à la norme NFP 94-078 pour les différents mélanges Tuf/Sable calcaire. L'indice CBR est déterminé immédiatement, juste après le compactage, ou après quatre jours d'immersion. Le tableau IV.3 ci- dessous récapitule Les résultats de l'essai CBR (IP) d'Indice portant des différents mélanges.

Tableau IV.3 résultats d'essai CBR. (Voir annexe 9).

Formule	100% Tuf	80% Tuf + 20% S.C	70% Tuf + 30% S.C	50% Tuf + 50% S.C
IPI	32.14	8.17	15.14	103.50

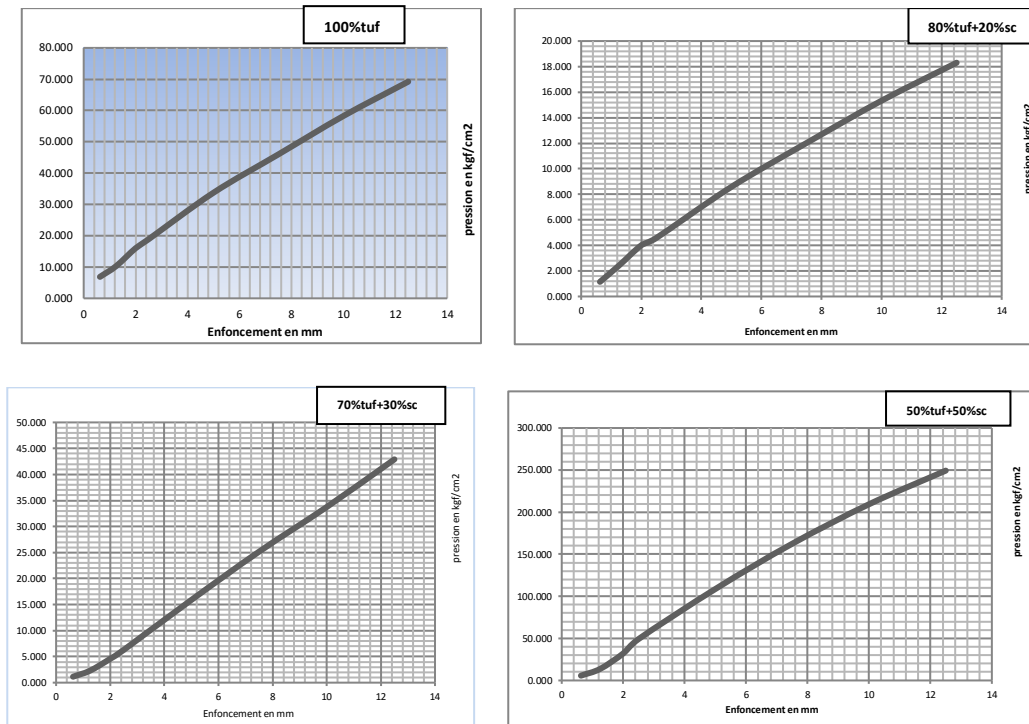


Figure IV.4 Courbes d'INDICE portant (CBR) des différents mélanges.

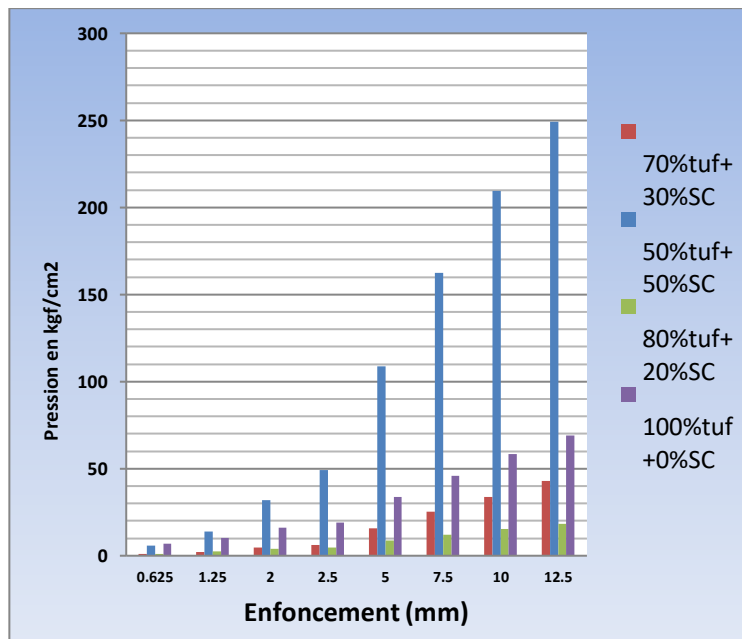


Figure IV.5 variation de la pression par rapport l'enfoncement des différents mélanges.

On remarque que le meilleur résultat dans ce cas est « 50%tuf +50%Sc » parce que l'indice portant a donné un bon résultat même dans la grande valeur de l'enfoncement par contre les autres résultats.

IV.2 Essai compression simple:

Cet essai a été introduit pour apprécier la cohésion des matériaux locaux soumis à un état de sécheresse. L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement dans le temps, il est réalisé sur des échantillons confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et compactés à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de l'essai Proctor Modifié.

Les essais de compression simple et de traction consistent à suivre le phénomène de durcissement dans le temps

La préparation des échantillons est conduite comme suite :

→ L'essai de compression simple a été réalisé sur la fraction 0/5 mm des différents mélanges compactés statiquement à l'optimum Proctor Modifié dans des éprouvettes cylindriques de 100mm de diamètre et 50mm de hauteur.

→ Le compactage s'est effectué statiquement à l'aide d'une presse de type CBR à une vitesse inférieure à 2 mm/min, à différentes compacités. [2]



Photo IV.1 Ecrasement des éprouvettes à la compression simple

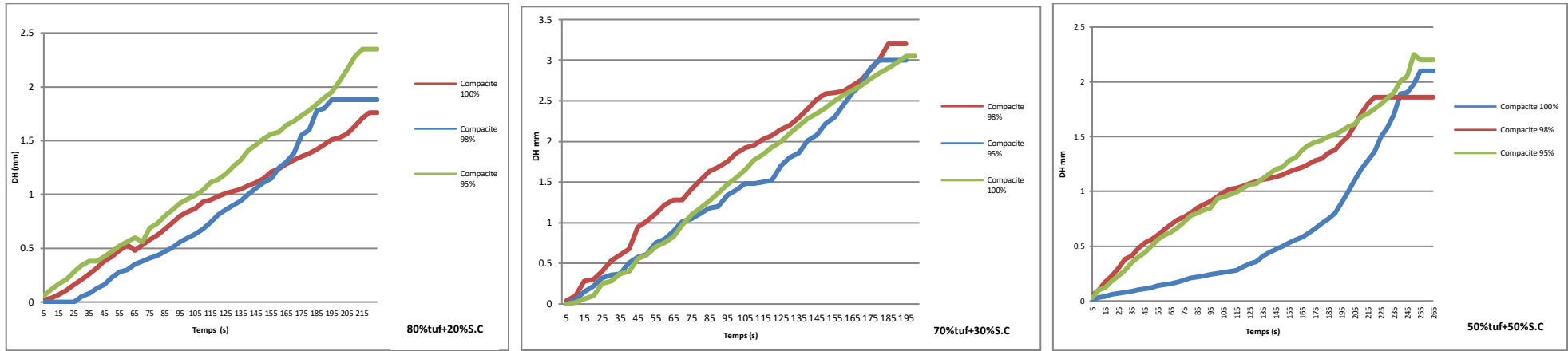


Figure IV.6 Variation de déplacement en fonction du temps.

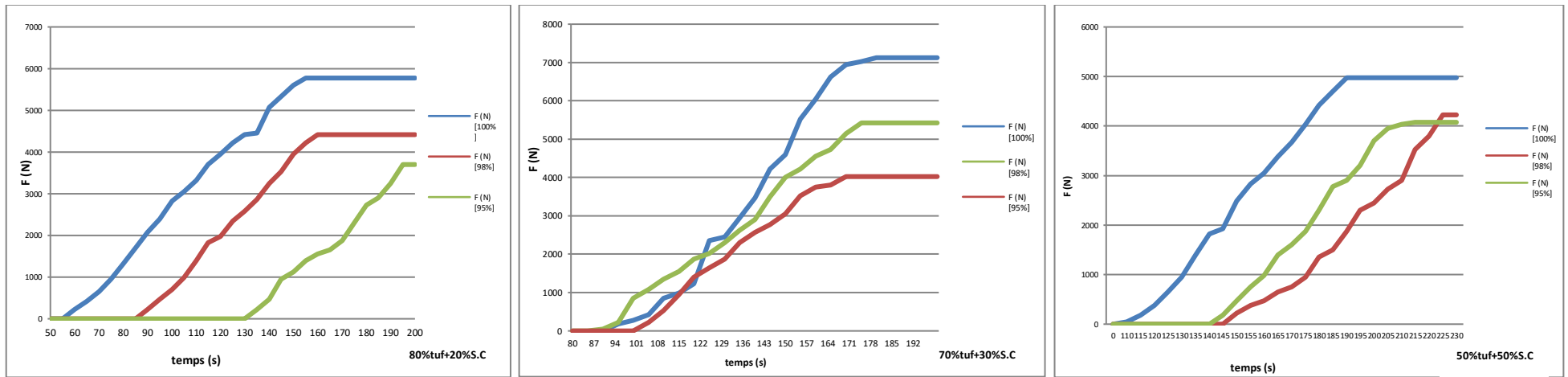


Figure IV.7 Variation de la force en fonction du temps.

Interprétation des résultats :

composition	80%tuf+20%Sc			70%tuf+30%Sc			50%tuf+50%Sc		
Compacité théorique (%)	100	98	95	100	98	95	100	98	95
Résistance RC (Kg/cm ²)	27.09	20.07	18.12	33.57	25.87	19.58	23.56	19.79	19.32
Teneur en eau après écrasement (%)	0.003	0.008	0.01	0.016	0.011	0.022	0.008	0.010	0.008

Tableau IV.4 Paramètres après écrasement de différents mélanges.

La figure 07 représente la variation de force en fonction de temps, car on voit que la force augmente régulièrement, augmente à vitesse constante puis se stabilise au point de rupture, qui est la valeur maximale que l'échantillon peut atteindre.

Par conséquent, lorsque nous nous référons à la figure 07, nous constatons que dans toutes les formulations quand la compacité est 100% porte la valeur maximale de force, en particulier dans la Formule 30%Sc +70%tuf, dans laquelle la valeur de la force a atteint 7 125 N, ce qui en fait la meilleure Formule dans ce cas.

IV.3 Conclusion

A travers ce chapitre et les résultats obtenus, il nous est apparu clairement que L'incorporation du sable concasse et tuf présente des avantages représentés dans :

La densité sèche s'améliore visiblement lors du mélange 50% tuf + 50% sable concasse, et on remarque également qu'elle augmente dans des proportions différentes dans les deux mélanges "80%tuf + 20%sable concasse" ; "70%tuf + 30% sable concasse " par rapport au tuf seul. Il en est de même pour l'essai CBR, la formulation 50%tuf + 50%sable concasse a montré de bons résultats en terme d'indice portant. Mais quant à l'essai compression simple, la meilleure combinaison qui résiste à la force de pression appliqué est "70%tuf + 30% sable concasse ".

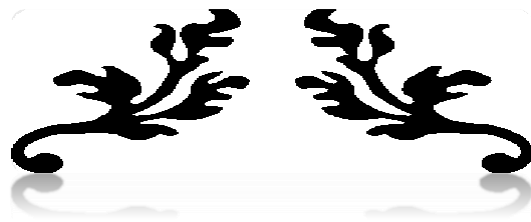
CONCLUSION GENERAL

De les expériences antérieures une première phase expérimentale basée sur une caractérisation mécanique, a permis de déterminer une formulation optimale composée de 80% de tuf et 20% de sable calcaire.

Grace a les résultats obtenus, il nous est apparu clairement que L'incorporation du sable concasse et tuf présente des avantages Tels que l'amélioration considérable des propriétés mécaniques et physiques comme on le voit la densité sèche s'améliore visiblement lors du mélange 50% tuf + 50% sable concasse, et on remarque également qu'elle augmente dans des proportions différentes dans les deux mélanges "80%tuf + 20%sable concasse" ; "70%tuf + 30% sable concasse " par rapport au tuf seul. Il en est de même pour l'essai CBR, la formulation 50% tuf + 50% sable concasse a montré de bons résultats en terme d'indice portant. Par ailleurs, les essais de la résistance à la compression simple ont montré que, la meilleure combinaison qui résiste à la force de pression appliqué est "70%tuf + 30% sable concasse ".

Les essais de compactage et de portance effectués sur le tuf, des mélanges tuf-sable et ont montré que la teneur en eau optimale diminue et la densité maximale augmente légèrement avec l'ajout du sable. Donc la relation croissante entre la densité sèche maximale 2,22 et le pourcentage de sable concassé jusqu'à une valeur de 50 % permet de corriger la courbe granulométrique du tuf, ce qui conduit à une amélioration de la compacité.

Donc Afin de préserver l'exploiter les matériaux locaux en abondance aux zones saharienne, l'utilisation des sables de concasse dans le corps de chaussée en mélange avec les tufs présente une solution raisonnable vu la pauvreté de ces régions en matériaux de qualité d'une part et le manque –avec le temps- des matériaux incassable.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES



[1]: **LOUALBIA Hamza** : Thèse de doctorat « Valorisation des tufs d'encrouement en technique routière » Université El Djillali Liabes, pages [15, 31, 34,42].

[2] : **RACHED ET MAMOUNI** : Mémoire Master en génie civil « Etude des formulations des matériaux locaux de la région d'Adrar dans des applications en technique routière » pages [4, 11, 49].

[3] : **GOUAL Idriss** : Thèse de doctorat « Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf de sable calcaire de la région de Laghouat : application en construction routière » pages [26, 52, 62 ,117 ,119].

[4]: **NOUAR Ahmed TAHIRI Moustafa** : Mémoire Master en génie civil «Etude Des Mélanges De Matériaux Compactes A L'optimum Proctor Modifie Application Aux Sols De La Région De Timimoune » pages [12].

[5]: **TAYEBI Abdellah ; TRIKI Toufik** : Mémoire Master en génie civil « Etude géotechnique d'une structure routière à base des matériaux locaux entre TSABIT et BOUDA » pages [18].

[6]:**Définition des sables** : <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Sable.html>

[7]: **Cours notation sur les vois et ouvrage d'art** :
https://anonfiles.com/19i9n5z2u3/Cours_A.O.A_pdf

[8]:**Boukra Bettayeb ; Allaoui Kenza** : Mémoire Master en génie civil « Formulation et Caractéristique d'un Béton Bitumineux à base des Matériaux d'Adrar » Pages [4,7].

[9]: **[GTR]** http://www.cours-genie-civil.com/wp-content/uploads/3Classification_des_sols_GTR_cours-routes_procedes-generaux-de-construction.pdf

Document pdf : mateconf_cmss2013_03009 :
https://www.mateconferences.org/articles/mateconf/pdf/2014/02/mateconf_cmss2013_03009.pdf

Le livre : Recueil de normes pour la réalisation des essais sur chantier « LTPS »
DIRECTION TECHNIQUE ANNEE: 1996.

https://www.memoireonline.com/12/07/783/m_rapport-de-stage-ETRHB14.html



ANNEXES

Annexe 1 :

Calcul de la masse volumique absolue :

Pour le tuf :

- Poids des agrégats secs :

$$P1=300g$$

- Poids du récipient plein d'eau :

$$P2= 1515.7g$$

- $P3=P1+P2 = 1815.7g$

- Poids récipient + agrégats+ eau :

$$P4=1699.7g$$

- Volume des agrégats :

$$V=P3-P4 =112 g$$

$$\text{Masse volumique absolue} \rightarrow p1/v = 26.78 \text{ KN/m}^3$$

Pour le sable concasse :

- Poids des agrégats secs :

$$P1=300g$$

- Poids du récipient plein d'eau :

$$P2= 1515.7g$$

- $P3=P1+P2 = 1815.7g$

- Poids récipient + agrégats+ eau :

$$P4=1699.7g$$

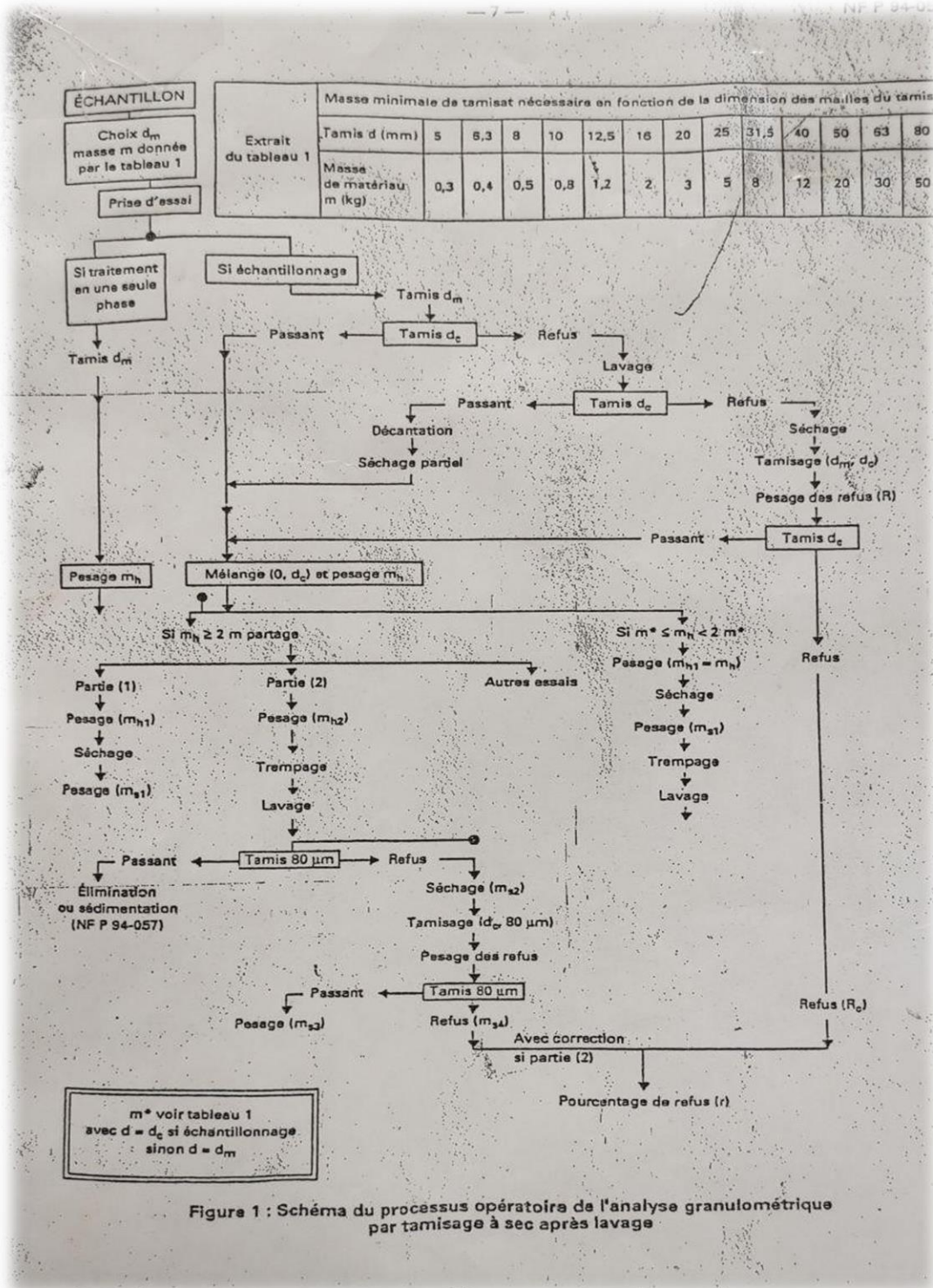
- Volume des agrégats :

$$V=P3-P4 =112 g$$

- Masse volumique absolue $\rightarrow p1/v = 26.7 \text{ KN/m}^3$
-

Annexe 2 :

Schéma du processus opératoire de l'analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage.



Annexe 3

Résultats de l'analyse granulométrique du tuf et du sable concassé.

Ouverture	Refus Partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus Pourcentage (%)	Passant Pourcentage (%)	Observations
Tamis (mm)					
5	0.00	0.00	0.00	100.00	100
2.5	93.00	93.00	7.75	92.25	92
1.25	344.00	437.00	36.42	63.58	64
0.63	247.00	684.00	57.00	43.00	43
0.315	172.00	856.00	71.33	28.67	29
0.16	136.00	992.00	82.67	17.33	17
0.063	97.00	1089.00	90.75	9.25	9

Résultats de l'analyse granulométrique du sable concassé

Rc : Refus cumulés.

Tc : Tamisât cumulés. $Tc\% = 100 - Rc\%$

Cu : Le coefficient d'uniformité.

Cc : Le coefficient de courbure.

M : Masse de l'échantillon exprimé en grammes.

D : Dimension maximale des plus gros éléments appréciée visuellement et exprimée en millimètres.

Exemple de calcul : le cas de TUF on a le tamis 5mm :

RC = 28g donc $RC\% = (28 * 100) / 1200$ $RC\% = 2.33\%$

Complément a 100 est égal $100 - 2.33 = 97.67\%$

Tamisât (%) est égal $(49 * 97.67) / 100 = 48\%$

ANALYSE GRANULOMETRIQUE DES SOLS

(Méthode par tamisage à sec après lavage)

NF P 94-056 Mars 1996

Structure : Antenne Adrar LTPS

Lieu de travail : Salle Route

Équipements utilisés : Etuve + Balance

Échantillon : Tuf

Opérateur : Kadri/ Brahim

Date : 15/03/2021

Poids de l'échantillon (g)	Tamis (mm)	Poids refus partiels (g)	Poids refus cumulés (g)	Poids refus cumulés (%)	Complément à 100	Tamisât (%)
50000	80	3882	3882	7.76	92.24	92
	50	5552	9434	18.87	81.13	81
	31.5	4380	13814	27.63	72.37	72
	20	3989	17803	35.61	64.39	64
	10	7572	25375	50.75	49.25	49
1200	5	28	28	2.33	97.67	48
	2	42	70	5.83	94.17	46
	1	14.3	84.3	7.03	92.98	46
	0.4	27.2	111.5	9.29	90.71	45
	0.2	59.2	170.7	14.23	85.78	42
	0.1	102.4	273.1	22.76	77.24	38
	0.063	84.1	357.2	29.77	70.23	35

Résultats de l'analyse granulométrique du Tuf

Annexe 4 : Résultats de limites d'Atterberg du tuf et du sable concassé

Nombre de coups	20		24		30	
N° de la tare	t	q	h	x	B	s
poids total humide	29.5	31.7	29.5	31.8	32.6	28.2
Poids total sec	27.2	28.9	27.1	29.1	29.9	26.3
Poids de la tare	18.2	19.1	19.3	19.7	18.5	18.3
Poids de l'eau	2.3	2.8	2.4	2.7	2.7	1.9
Poids du sol sec	9	9.8	7.8	9.4	11.4	8
Teneur en eau (%)	25.56	28.57	30.77	28.72	23.68	23.75
Moyenne	27.06		29.75		23.72	
WL	26.73					

Résultats de Résultats de limites d'Atterberg du tuf (WL)

	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
N° de la tare	b	m	t	h	f	k
poids total humide	18.6	18.7	18.8	19.2	18.5	18.1
Poids total sec	18.3	18.4	18.5	18.8	18.1	17.7
Poids de la tare	16.4	16.7	16.8	16.6	16.7	16.3
Poids de l'eau	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
Poids du sol sec	1.9	1.7	1.7	2.2	1.4	1.4
Teneur en eau	15.79	17.65	17.65	18.18	28.57	28.57
Teneur en eau (%)	16.72		17.91		28.57	
Moyenne	21.07					

Résultats de Résultats de limites d'Atterberg du tuf (Wp)

Nombre de coups	16		20		31	
N° de la tare	t	q	h	x	B	s
poids total humide	26.7	28.2	29.2	28.5	22.4	26.9
Poids total sec	25.1	26.5	27.3	26.5	21.9	25.7
Poids de la tare	16.3	16.5	16.5	16.6	16.7	16.7
Poids de l'eau	1.6	1.7	1.9	2	0.5	1.2
Poids du sol sec	8.8	10	10.8	9.9	5.2	9
Teneur en eau (%)	18.18	17.00	17.59	20.20	9.62	13.33
Moyenne	17.59		18.90		11.47	
WL	15.61					

Résultats de Résultats de limites d'Atterberg du sable concassé (WL)

$$I_p = W_L - W_p = 26,73 - 21,07 = 5.67\%$$

W_L : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

W : Teneur en eau naturelle d'argile.

I_p : Indice de plasticité.

N : Nombre de coups

m_N : La teneur en eau correspondant au nombre de coups N .

Annexe 5

Résultat essai équivalent du sable

Le cas de tuf

Pour M_h :

- **$M_s = 515.2$ g**
- $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} * 100 \leq 0.1 \%$ $R = \frac{515.4 - 515.2}{515.4} * 100$ **$R = 0.03 \%$**
- $\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100$ $\omega = \frac{523.2 - 515.2}{515.2} * 100$ **$\omega = 1.55 \%$**

Pour M_1 :

- **$M_2 = 210.2$ g**
- $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} * 100 \leq 0.1 \%$ $R = \frac{210.3 - 210.2}{210.3} * 100$ **$R = 0.04 \%$**
- $F = 100 - [M_2 * (100 + \omega) / M_1]$ $F = 100 - [210.2 * (100 + 1.55) / 545.5]$ **$F = 60.86 \%$**



ÉQUIVALENT DE SABLE

NF EN 933-8+A1 :2015

Vérification des équipements (étalonnage, vérification et état)	Équipement	N° Inventaire ou	Constat*	Valeur de correction**
	Thermomètre	L.039.15.5031	*	/
	Étuve	L.022.15.5.037	*	/
	Balance	9190554	*	/
	Tamis 2 mm	18101381	*	/
	Tamis 63µm	/	*	/
	Agitateur	/	*	/
	Cylindres	/	*	
	Chronomètre	/	*	/
	Piston	/	*	/
	Réglet		*	/
	Date de préparation de la Solution lavante			/
	Date d'expiration Solution Lavante			
	Solution lavante préparée Par	KADRI+BRAHIMI		

N°	ETAPE	EXIGENCE	VALEUR	
1	Date et Heure Début D'essai	25/03/2021		
2	Réduire l'échantillon de laboratoire	<ul style="list-style-type: none"> Par division ou quartage Si l'échantillon d'essai est prélevé sur un grave, assuré que sa teneur en eau est inférieure à 2%. 	/	
3	Tamiser l'échantillon d'essai	<ul style="list-style-type: none"> Tamis 2 mm ou Tamis 4 mm selon le cas Echantillon d'essai (≈2000g) 	Tamis = 4 mm Masse Echantillon = 2020.1g	
4	Réduire l'échantillon d'essai	Par division ou quartage, afin d'obtenir deux sous-échantillons (≈500g).	1 ^{er} sous échantillon	949.2g
			2 ^{ème} sous échantillon	1070.0g
5	2 ^{ème} sous – échantillon	Mettre dans un sac fermé en plastique (identifié le sac)	/	

6	Réduire le 1 ^{er} sous – échantillon	<ul style="list-style-type: none"> Par division ou quartage, afin d'obtenir deux prises d'essai $M_l \geq 200$ g et $M_h \geq 200$ g 	M_h (1 ^{er} prise d'essai) = 523.2g M_l (2 ^{eme} prise d'essai) = 545.5g											
7	1 ^{er} Prise d'essai : Déterminer le teneur en eau par étuvage	Placer la 1 ^{er} prise d'essai à l'étuve « M_h »	<ul style="list-style-type: none"> À $110 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ pour les matériaux non sensibles à la chaleur À $40 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ pour les matériaux sensibles à la chaleur 	Tare : / Masse Tare : 523.2 g Température d'étuvage : 110°C Heure d'étuvage : 09 :22										
8		Assurer que la masse constante « M_s » est atteinte, et calculer la teneur en eau	<ul style="list-style-type: none"> La durée entre deux pesées successive (M_i et M_{i+1}) est au minimum 1 h $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} \times 100 \leq 0.1 \%$ $\omega = [(M_h - M_s) / M_s] \times 100$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>519.5</td> <td>518.1</td> <td>516.8</td> <td>515.4</td> <td>515.2</td> </tr> </tbody> </table> R=0.03 (%) M_s=515.2g ω=1.55(%)	h	h	h	h	h	519.5	518.1	516.8	515.4	515.2
h		h	h	h	h									
519.5	518.1	516.8	515.4	515.2										
9	2 ^{eme} prise d'essai : Déterminer la teneur en fine	Laver la 2 ^{eme} prise d'essai « M_l »	<ul style="list-style-type: none"> Sur tamis 63μm jusqu'à l'eau passant à travers ce tamis soit quasiment claire 	/										
10		Placer le retenu du tamis 63μm à l'étuve	<ul style="list-style-type: none"> $110 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ pour les matériaux non sensibles à la chaleur $40 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ pour les matériaux sensibles à la chaleur 	Tare : / Masse Tare : 545.5 g Température d'étuvage : 110°C Heure d'étuvage: 09 :35										
11		Assurer que la masse constante est atteinte.	<ul style="list-style-type: none"> La durée entre deux pesées successive (M_i et M_{i+1}) est au minimum 1 h $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} \times 100 \leq 0.1 \%$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>211.2</td> <td>210.3</td> <td>210.2</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> R=0.04(%) M₂=210.2g f=60.86(%)	h	h	h	h	h	211.2	210.3	210.2		
h	h	h	h	h										
211.2	210.3	210.2												
	Noter « M_2 », et calculer la teneur en fines	$F = 100 - [M_2 * (100 + \omega) / M_l]$												
12	Déterminer la masse de la prise d'essai	<ul style="list-style-type: none"> Si $f \leq 10 \%$ $M_T = \frac{120(100 + m)}{100}$ 	$M_T =$ /											
		<ul style="list-style-type: none"> Si $f \geq 10 \%$ $M_T = M_3 + M_4$ $M_3 = \frac{1200}{f} \left(1 + \frac{M}{100}\right)$ ✓ M_3 est prélevé du sac fermé $M_4 = 120 - (1200/f)$ ✓ M_4 est prélevé du retenu du tamis 63μm après étuvage 	M₃= 20.02 g M₄= 100.2 g M_T=120.22 g											

13	Détermination de la valeur de l'équivalent de sable	Vérifier la température ambiante	$23 \pm 3 \text{ }^{\circ}\text{C}$	Température ambiante = $21 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
14		Préparer les deux prises d'essai	au gramme près	1 ^{ère} Prise d'essai	2 ^{ème} Prise d'essai
				Mt =120.22 g	Mr =120.22g
15		Verser la solution lavante dans chaque cylindre	Jusqu'au premier trait repère	/	/
16		Verser la prise d'essai dans chaque cylindre et laisser chaque cylindre se reposer	<ul style="list-style-type: none"> • Laisser un intervalle de 3 min entre les deux cylindres • Taper le fond de cylindre à plusieurs reprises avec la paume de la main afin d'éliminer les bulles d'air. • Temps de repos : 10 ± 1 min 	Heure départ : 09H 13 min Heure fin : 09H 23 min	Heure départ : 09H13min Heure fin : 09H26min
17		Boucher chaque cylindre et le fixer sur la machine d'agitation.	Temps d'agitation : (30 ± 1) sec	Temps d'agitation : 30 sec	Temps d'agitation : 30 sec
18		Replacer le cylindre sur la table de travail	En position verticale	/	/
19		Rincer le bouchon et les parois de cylindre Jusqu'au deuxième trait. Noter le temps de la fin d'opération	<ul style="list-style-type: none"> • Tout le matériau retombe dans le cylindre. • Enfoncer le jusqu'à atteindre le fond du cylindre avec une lente rotation de cylindre et une remontée régulière. 	Heure : 09 : 26	Heure : 09 : 29
20		Laisser chaque cylindre se repose	Pendant $20 \text{ min} \pm 15 \text{ s}$	Heure de fin : 09 H 46 min	Heure de fin : 09 H 49 min
21		mesurer les hauteurs h_1 et h_2	<ul style="list-style-type: none"> • h_1 à l'aide du réglet • h_2 à l'aide du piston et réglet 	$h_1 = 34.3 \text{ cm}$ $h_2 = 2.8 \text{ cm}$	$h_1 = 39.9 \text{ cm}$ $h_2 = 2.5 \text{ cm}$
22		Calculer les rapports	<ul style="list-style-type: none"> • $(h_2/h_1) \times 100$ • La différence entre les deux rapports 	$(h_2/h_1) \times 100 =$ 8.16 %	$(h_2/h_1) \times 100 =$ 6.26 %
23		Calculer l'équivalent de sable	« SE (10) » ou « SE ₄ » = Moyenne des rapports	S = 7.21 %	
24	Date et heure de fin d'essai	25/03/2021			

Observation :

On a un sable argileux-Risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons qualité.



مخبر الأشغال العمومية في جنوب السودان

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DU SUD

Vérification des équipements (étalonnage, vérification et état)	Équipement	N° Inventaire ou	Constat*	Valeur de correction**
	Thermomètre	L.039.15.5031	*	/
	Étuve	L.022.15.5.037	*	/
	Balance	9190554	*	/
	Tamis 2 mm	18101381	*	/
	Tamis 63µm	/	*	/
	Agitateur	/	*	/
	Cylindres	/	*	
	Chronomètre	/	*	/
	Piston	/	*	/
	Réglet		*	/
	Date de préparation de la Solution lavante			/
	Date d'expiration Solution lavante			
	Solution lavante préparée par	KADRI+BRAHIMI		

N°	ETAPE	EXIGENE	VALEUR	
1	Date et Heure Début D'essai	10/03/2021		
2	Réduire l'échantillon de laboratoire	<ul style="list-style-type: none"> Par division ou quartage Si l'échantillon d'essai est prélevé sur un grave, assuré que sa teneur en eau est inférieure à 2%. 	/	
3	Tamiser l'échantillon d'essai	<ul style="list-style-type: none"> Tamis 2 mm ou Tamis 4 mm selon le cas Echantillon d'essai (≈2000g) 	Tamis = 2mm Masse Echantillon = 2038.7g	
4	Réduire l'échantillon d'essai	Par division ou quartage, afin d'obtenir deux sous-échantillons (≈500g).	1 ^{er} sous échantillon	975.2g
			2 ^{ème} sous échantillon	1063.3g
5	2 ^{ème} sous – échantillon	Mettre dans un sac fermé en plastique (identifié le sac)	/	
6	Réduire le 1 ^{er} sous – échantillon	<ul style="list-style-type: none"> Par division ou quartage, afin d'obtenir deux prises d'essai $M_1 \geq 200$ g et $M_h \geq 200$ g 	M_h (1 ^{er} prise d'essai) = 500.3g M_1 (2 ^{ème} prise d'essai) = 562.1g	

7	1 ^{er} Prise d'essai : Déterminer le teneur en eau par étuvage	Placer la 1 ^{er} prise d'essai à l'étuve « M _h »	<ul style="list-style-type: none"> À 110 °C ± 5 °C pour les matériaux non sensibles à la chaleur À 40°C ± 5 °C pour les matériaux sensibles à la chaleur 	Tare : / Masse Tare : 500.3 g Température d'étuvage : 110°C Heure d'étuvage : 10 :02									
8		Assurer que la masse constante « M _s » est atteinte, et calculer la teneur en eau	<ul style="list-style-type: none"> La durée entre deux pesées successive (M_i et M_{i+1}) est au minimum 1 h $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} \times 100 \leq 0.1 \%$ $\omega = [(M_h - M_s) / M_s] \times 100$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>499.2 g</td> <td>498.4 g</td> <td>498.4 g</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> R=0.1 (%) M_s=498.4g ω=0.38(%)	h	h	h	h	h	499.2 g	498.4 g	498.4 g	
h	h	h	h	h									
499.2 g	498.4 g	498.4 g											
9	2 ^{eme} prise d'essai : Déterminer la teneur en fine	Laver la 2 ^{ème} prise d'essai « M ₁ »	<ul style="list-style-type: none"> Sur tamis 63µm jusqu'à l'eau passant à travers ce tamis soit quasiment claire 	/									
10		Placer le retenu du tamis 63µm à l'étuve	<ul style="list-style-type: none"> 110 °C ± 5 °C pour les matériaux non sensibles à la chaleur 40°C ± 5 °C pour les matériaux sensibles à la chaleur 	Tare : / Masse Tare : 562.1g Température d'étuvage : 110°C Heure d'étuvage: 10 :07									
11		Assurer que la masse constante est atteinte. Noter « M ₂ », et calculer la teneur en fines	<ul style="list-style-type: none"> La durée entre deux pesées successive (M_i et M_{i+1}) est au minimum 1 h $R = \frac{M_i - M_{i+1}}{M_i} \times 100 \leq 0.1 \%$ $F = 100 - [M_2 * (100 + \omega) / M_1]$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> <th>h</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>500</td> <td>498.5</td> <td>497.7</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> R=0.1(%) M₂=497.7g f = 11.12(%)	h	h	h	h	h	500	498.5	497.7	
h	h	h	h	h									
500	498.5	497.7											
12	Déterminer la masse de la prise d'essai	<ul style="list-style-type: none"> Si $f \leq 10 \%$ $M_T = \frac{120(100 + m)}{100}$ 	M _T = /										
2		<ul style="list-style-type: none"> Si $f \geq 10 \%$ $M_T = M_3 + M_4$ $M_3 = \frac{1200}{f} \left(1 + \frac{M}{100}\right)$ ✓ M₃ est prélevé du sac fermé ✓ M₄=120-(1200/f) ✓ M₄ est prélevé du retenu du tamis 63µm après étuvage 	M₃= 108.32g M₄= 12.08 g M_T=120.40 g										

13	Vérifier la température ambiante	23 ± 3 °C	Température ambiante = 21 °C
----	----------------------------------	-----------	------------------------------

14	Préparer les deux prises d'essai	au gramme près	1 ^{ère} Prise d'essai	2 ^{ème} Prise d'essai
			$M_T = 120.40 \text{ g}$	$M_T = 120.40 \text{ g}$
15	Verser la solution lavante dans chaque cylindre	Jusqu'au premier trait repère	/	/
16	Verser la prise d'essai dans chaque cylindre et laisser chaque cylindre se reposer	<ul style="list-style-type: none"> • Laisser un intervalle de 3 min entre les deux cylindres • Taper le fond de cylindre à plusieurs reprises avec la paume de la main afin d'éliminer les bulles d'air. • Temps de repos : $10 \pm 1 \text{ min}$ 	Heure départ : 09H 13 min Heure fin : 09H 23 min	Heure départ : 09H13min Heure fin : 09H26min
17	Boucher chaque cylindre et le fixer sur la machine d'agitation.	Temps d'agitation : $(30 \pm 1) \text{ sec}$	Temps d'agitation : 30 sec	Temps d'agitation : 30 sec
18	Replacer le cylindre sur la table de travail	En position verticale	/	/
19	Rincer le bouchon et les parois de cylindre Jusqu'au deuxième trait. Noter le temps de la fin d'opération	<ul style="list-style-type: none"> • Tout le matériau retombe dans le cylindre. • Enfoncer le jusqu'à atteindre le fond du cylindre avec une lente rotation de cylindre et une remontée régulière. 	Heure : 09H 26 min	Heure : 09 H 29min
20	Laisser chaque cylindre se repose	Pendant $20 \text{ min} \pm 15 \text{ s}$	Heure de fin : _09 :46	Heure de fin : 09 : 49
21	mesurer les hauteurs h_1 et h_2	<ul style="list-style-type: none"> • h_1 à l'aide du réglet • h_2 à l'aide du piston et réglet 	$h_1 = 13.8 \text{ cm}$ $h_2 = 9.8 \text{ cm}$	$h_1 = 12.7 \text{ cm}$ $h_2 = 9 \text{ cm}$
22	Calculer les rapports	<ul style="list-style-type: none"> • $(h_2/h_1 \times 100)$ • La différence entre les deux rapports ≤ 4 	$(h_2/h_1) \times 100 = 71 \%$	$(h_2/h_1) \times 100 = 70\%$
23	Calculer l'équivalent de sable	« SE (10) » ou « SE ₄ » = Moyenne des rapports	SE = 70.50 %	
24	Date et heure de fin d'essai	10/03/2021		

Observation :

Notre sol est un Sable propre- à faible pourcentage de fines argileuses Convenant Parfaitement pour les bétons de haute qualité.

Fiche d'essai ÉQUIVALENT DE SABLE du sable concasse.

Annexe 6: Résultat essai VBs :

GANULOMETRIE (PASSANTS A)				LIMITES D'ATTERBERG		ES	VB	VBt
05 mm	02 mm	04 mm	0.08 mm	WL	IP			
/				26.7	5.67	7.21	1.16	/
PRISE D'ESSAI M=60g				<p>VOLUME DE BLEU INJECTE DANS LA PRISE D'ESSAI V = 70 cm³</p> <p>VALER AU BLEU DE LA PRISE D'ESSAI PASSANT A :</p> <p>— —</p> $VB = \frac{V}{M} = \frac{70}{60} = 1.16$				
CALCUL DE TENEUR EN EAU								
TARE N°								
PT	18.6	18.5						
Ph +t	160	150						
Ps+t	158.8	146.7						
Ps	138.2	128.2						
W(%)	2.31	1.5						
W moy(%)	2.4							
CALCUL DE LA MASSE SECHE DE LA PRISE D'ESSAI Ms :				<p>Observation: on a un Sols limoneux, sensible à l'eau et peu plastique</p>				
$PS = \frac{\frac{Ph - Ps}{PS} * 100}{100 + W\%} = \frac{\frac{160 - 150}{158.8} * 100}{100 + 2.4} = \frac{6.3}{102.4} = 195.31$								

Résulta du tuf.

GANULOMETRIE (PASSANTS A)				LIMITES D'ATTERBERG		ES	VB	VBt
05 mm	02 mm	04 mm	0.08 mm	WL	IP			
	/			15.7	/	70.5	0.2	/
PRISE D'ESSAI M=200g				<p>VOLUME DE BLEU INJECTE DANS LA PRISE D'ESSAI V = 40 cm³</p> <p>VALER AU BLEU DE LA PRISE D'ESSAI PASSANT A :</p> <p>— —</p> $VB = \frac{V}{M} = \frac{40}{200} = 0.2$				
CALCUL DE TENEUR EN EAU								
TARE N°								
PT	18	18						
Ph +t	160	167						
Ps+t	159.6	166.6						
Ps	141.6	148.6						
W(%)	0.28	0.27						
W moy(%)	0.28							
CALCUL DE LA MASSE SECHE DE LA PRISE D'ESSAI Ms :				<p>Observation: on a un Sols sableux, sensible à l'eau.</p>				
$PS = \frac{\frac{Ph - Ps}{PS} * 100}{100 + W\%} = \frac{\frac{160 - 167}{159.6} * 100}{100 + 0.28} = \frac{-4.4}{100.28} = 199.44$								

Résultat du sable concasse

Annexe7

Le tableau suivant est un tableau représentant la méthode de calcul ainsi que la quantité utilisée dans l'essai, en tenant compte du type de sol utilisé.

Notez que pour le tuf nous avons utilisé le tamis 5mm et les caractéristiques, mais contrairement au sable concassé, nous avons utilisé le tamis 2mm et ses propriétés.

LEGENDE :

M1 : Masse de la prise d'essais, en grammes

V1 : Volume total de la solution injectée, en millilitres

V' : volume de solution de colorant adsorbée par la kaolinite, en millilitres

B : masse de bleu introduite $=V \cdot 0.01$; avec V : volume total de la solution injectée

m0 : masse séchée de la prise d'essai

C : Etant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 du matériau sec.

BLEU	Sables & tout-venant			Sable	sol	kaolinite
	VB	VBta	MB	MBF	VBS	MBK
NORMES	NFP18-592 1980	NFP18-592 1990	EN 933-9	EN 933-9 Annexe A	NF P 94-0.68	EN 933 -9 Annexe C
Pris d'essai sur le tamis (mm)	0.08	0.08	2	0.125	5	/
Masse de la prise d'essai, M1 (grs)	30	30 g des fines+30g de la kaolinite	200	30	60	30
Volume d'eau (ml)	200	500	500	500	500	500
Vitesse de rotation (tr/mn)	700-1mm 400 le long d'essai	600-5mm 400 le long d'essai	600-5mm 400 le long d'essai	600-5mm 400 le long d'essai	700-5mm 400 le long d'essai	600-5mm 400 le long d'essai
Fréquence d'injection	1mm	2mm	1mm	1mm	1mm	1mm
Calcul	$VB=V1/M1$	VBta	MB	$MBF=\frac{V1}{M1} * 10$	$VBS=\frac{B}{m0} * c * 100$	$MBK = \frac{V'}{m0}$
Unite	g de bleu/100g des fines	g de bleu/100g des fines	g de bleu/1000g de fraction 0/2 mm	g de bleu/1000g de fraction 0/0.125 mm	g de bleu/100g de matériaux	g de bleu/100g de kaolinite
Specification	< 1	< 1	< 2.5 pour 0/2 <0.8 pour 0/D	<10	Salon valeur	/
Domaine d'utilisation	SABLE	BBC-BBS-BBF	GNT	BBSG-GB-BBME- EME-BBM-BBDR- BBA-BBTM	SOL SUPPORT COUCHE DE FORME	Préparation pour BBC- BBS-BBF

Annexe 8: Résultat de Proctor modifié

Poids d'eau ajoutée (%)	4		6		8	
Poids total humide (g)	8412		8620		8538	
Poids du moule (g)	3769		3798		3769	
Poids du sol humide (g)	4643		4822		4769	
Poids du sol sec (g)	4455		4545		4429	
Volume du moule (cm ³)	2828.94		2828.94		2828.94	
Densité sèche (g/cm ³)	1.57		1.61		1.57	
N° de la tare	HB	H3	D9	19	P3	8
Poids total humide (g)	110	103	100	92.00	91	98.00
Poids total sec (g)	107	99	95	88.00	86	92.00
Poids de la tare (g)	20	19	18	18.00	18	17.00
Poids de l'eau (g)	3	4	5.0	4.0	5.0	6.0
Poids du sol sec (g)	87.00	80	77	70.00	68	75.00
Teneur en eau (%)	3.45	5.00	6.49	5.71	7.35	8.00
Moyenne (%)	4.22		6.10		7.68	

Résultat de sable concasse.

Poids d'eau ajoutée (%)	8		10		12		14	
Poids total humide (g)	8312		8590		8784		8661	
Poids du moule (g)	3787		3787		3787		3787	
Poids du sol humide (g)	4525		4803		4997		4874	
Poids du sol sec (g)	4189.8		4366.4		4461.6		4275	
Volume du moule (cm ³)	2208		2208		2208		2208	
Densité sèche (g/cm ³)	1.90		1.98		2.02		1.94	
N° de la tare	b	n	D9	19	P3	8	c30	G
Poids total humide (g)	212	206	105	102.50	173	183.00	186	198.00
Poids total sec (g)	197.2	191	99	93.00	156.7	166.00	165	174.00
Poids de la tare (g)	18	18	19	19.00	18	17.00	15	15.00
Poids de l'eau (g)	14.8	15	6.0	9.5	16.3	17.0	21.0	24.0
Poids du sol sec (g)	179.20	173	80	74.00	138.7	149.00	150	159.00
Teneur en eau (%)	8.26	8.67	7.50	12.84	11.75	11.41	14.00	15.09
Moyenne (%)	8.46		10.17		11.58		14.55	

Résultat de tuf.

Annexe 9 :

Les deux tableaux représentent les résultats de CBR (tuf) ;

Enfoncement	LECTURE	VALEUR	PRESSION
0.625	6	134.7	6.864
1.25	9	202.05	10.296
2	14	314.3	16.015
2.5	16.5	370.425	18.875
5	29.5	662.275	33.746
7.5	40.2	902.49	45.987
10	50.9	1142.71	58.227
12.5	60.5	1358.23	69.209

Calcul de l'indice portant :

A(2,5mm)	p2,5/0,7	26.96
A(5mm)	p5/1,05	32.14

La force est égale:

$$F = [\text{lecteur} / 22.45]$$

$$F = [6 / 22.45] = 134.7 \text{ kgf} ;$$

La pression est égale :

$$P = F / S$$

$$P = [134.7 / 19.625] = 6.864 \text{ kgf/cm}^2$$

Annexe 10 :

Résultat de compression simple du tuf :

N° d'éprouvette	Poids réel après compactage	P(g) réel l'écrasement	Teneur en eau(%) De compactage	D (cm) éprouvette	Hauteur (cm) L'éprouvette	Volume éprouvette	Densité l'écrasement	Compacité	Lecteur	R (kg/cm2)	RC moyenne (bar)
100	435.60	398.30	8.56	5.00	10.00	196.25	2.03	99.98	16.00	18.28	17.70
100	435.00	395.00	9.20	5.00	10.00	196.25	2.01	99.15	15.00	17.14	
98	424.90	386.50	9.04	5.00	10.00	196.25	1.97	97.02	14.00	15.99	15.41
98	421.70	379.40	10.03	5.00	10.00	196.25	1.93	95.23	12.50	14.28	
95	416.20	375.30	9.83	5.00	10.00	196.25	1.91	94.20	9.00	10.28	10.85
95	425.40	384.50	9.61	5.00	10.00	196.25	1.96	96.51	11.00	12.57	

Annexe 11 :

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb $c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse
			GA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb $c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux
			SA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux

Lorsque 5% < % inférieur à 0,08 mm < 12% ⇒ on utilise un double symbole

- pour les graves : Gb-GL Gb-GA Gm-GL Gm-GA
- pour les sables : Sb-SL Sb-SA Sm-SL Sm-SA

CLASSIFICATION L.P.C DES SOLS GRENUS

Classification de LCPC des sols grenus.

Tableau 1 - **Classification des sols fins**

Classe A		Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état		Sous classe fonction de l'état	
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 (*) ou Ip ≤ 12	A1 Limos peu plastiques, loess, siltz aluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IP1 (*) ≤ 3 ou W_n ≥ 1,25 WOPN	A1 th		
				3 < IP1 (*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ W_n < 1,25 WOPN	A1 h		
				8 < IP1 ≤ 25 ou 0,9 WOPN ≤ W_n < 1,1 WOPN	A1 m		
				0,7 WOPN ≤ W_n < 0,9 WOPN W_n < 0,7 WOPN	A1 s A1 ts		
		12 < Ip ≤ 25 (*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A2 Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	A	A2	IP1 (*) ≤ 2 ou lc (*) ≤ 0,9 ou W_n ≥ 1,3 WOPN	A2 th
						2 < IP1 (*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ lc (*) < 1,05 ou 1,1 WOPN ≤ W_n < 1,3 WOPN	A2 h
						5 < IP1 ≤ 15 ou 1,05 < lc ≤ 1,2 ou 0,9 WOPN ≤ W_n < 1,1 WOPN	A2 m
						1,2 < lc ≤ 1,4 ou 0,7 WOPN ≤ W_n < 0,9 WOPN lc > 1,3 ou W_n < 0,7 WOPN	A2 s A2 ts
						IP1 (*) ≤ 1 ou lc (*) ≤ 0,8 ou W_n ≥ 1,4 WOPN	A3 th
						1 < IP1 (*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ lc (*) < 1 ou 1,2 WOPN ≤ W_n < 1,4 WOPN	A3 h
25 < Ip ≤ 40 (*) ou 6 < VBS ≤ 8	A3 Argiles et argiles maimeuses, limons très plastiques...	A	A3	IP1 (*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ lc (*) < 1 ou 1,2 WOPN ≤ W_n < 1,2 WOPN	A3 m		
				1,15 < lc ≤ 1,3 ou 0,7 WOPN ≤ W_n < 0,9 WOPN lc > 1,3 ou W_n < 0,7 WOPN	A3 s A3 ts		
				Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		A4 th	
						A4 h	
Ip > 40 (*) ou VBS > 8	A4 Argiles et argiles maimeuses, très plastiques...	A	A4	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		A4 m	
						A4 s	

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

Classe **B**

Tableau 2 - **Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines**

CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS		CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME					
Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	Sous classe fonction du comportement
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₁ Sables siliceux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B₁₁
				IP ₁ ⁽¹⁾ ≤ 4 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₂ th	FS > 60	B₁₂
		4 < IP ₁ ⁽¹⁾ ≤ 8 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₂ h		FS ≤ 60	B₂₁ th	
			0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₂ m	FS > 60	B₂₂ th	
		0,5 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}		B ₂ s	FS ≤ 60	B₂₁ h	
			w _n < 0,5 w _{OPN}	B ₂ ts	FS > 60	B₂₂ h	
		tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2		B₃ Graves siliceuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B₃₁
			LA > 45 et MDE > 45			B₃₂	

(¹) Paramètres dont le choix est à privilégier

Classe **B** (suite)

Tableau 2 - Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines

CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS		CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME				
Classement selon la nature		Classement selon l'état hydrique				
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature			
Classement selon le comportement		Classement selon le comportement				
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de comportement	Sous classe fonction du comportement			
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm ≤ 35%	B	tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS > 0,2	B₄	IPI ^(*) ≤ 7 ou W _g ≥ 1,25 W _{OPEN} LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₄₁ th B ₄₂ th		
			Graves argileuses (peu argileuses)...	7 < IPI ^(*) ≤ 15 ou 1,10 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,25 W _{OPEN}	B ₄ h LA > 45 et MDE > 45 B ₄₁ h	
				0,9 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,10 W _{OPEN}	B ₄ m LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₄₁ m LA > 45 et MDE > 45 B ₄₂ m	
				0,6 W _{OPEN} ≤ W _g < 0,9 W _{OPEN} W _g < 0,6 W _{OPEN}	B ₄ s LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₄₁ s LA > 45 et MDE > 45 B ₄₂ s B ₄₁ ts B ₄₂ ts	
		Sols sableux et graveleux avec fines	B₅	tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS < 1,5 ^(*) ou I _p ≤ 12	IPI ^(*) ≤ 5 ou W _g ≥ 1,25 W _{OPEN}	B ₅ th LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₅₁ th LA > 45 et MDE > 45 B ₅₂ th
					5 < IPI ^(*) ≤ 12 ou 1,1 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,25 W _{OPEN}	B ₅ h LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₅₁ h LA > 45 et MDE > 45 B ₅₂ h
				tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 ^(*) ou I _p > 12	12 < IPI ^(*) ≤ 30 ou 0,9 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,10 W _{OPEN}	B ₅ m LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₅₁ m LA > 45 et MDE > 45 B ₅₂ m
					0,6 W _{OPEN} ≤ W _g < 0,9 W _{OPEN} W _g < 0,6 W _{OPEN}	B ₅ s LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₅₁ s LA > 45 et MDE > 45 B ₅₂ s B ₅₁ ts B ₅₂ ts
					IPI ^(*) ≤ 4 ou W _g ≥ 1,3 W _{OPEN} ou I _p ≤ 0,8 4 < IPI ^(*) ≤ 10 ou 0,8 < I _p ≤ 1 ou 1,1 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,3 W _{OPEN}	B ₆ th LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₆₁ th LA > 45 et MDE > 45 B ₆₂ th
						10 < IPI ^(*) ≤ 25 ou 1 < I _p ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPEN} ≤ W _g < 1,1 W _{OPEN}
		0,7 W _{OPEN} ≤ W _g < 0,9 W _{OPEN} ou 1,2 < I _p ≤ 1,3 W _g < 0,7 W _{OPEN} ou I _p > 1,3	B ₆ s LA ≤ 45 et MDE ≤ 45 B ₆₁ s LA > 45 et MDE > 45 B ₆₂ s B ₆₁ ts B ₆₂ ts			

(*) Paramètres dont le choix est à privilégier

Tableau 3 - **Classification des sols comportant des fines et des gros éléments**

Classe C

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique et le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature		
<p>D_{max} > 50 mm et tamisat à 80 µm > 12% ou si le tamisat à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1</p>	C	<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe A</p>	C₁A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...	<p>Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B</p> <p>* 1^{er} exemple : un sol désigné C₁A_{gh} est un sol qui est :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● soit entièrement roulé, ● soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 représente plus de 60 à 80% de la totalité du matériau. <p>Dans les deux cas, sa fraction 0/50 mm appartient à la classe A₂ avec un état hydrique h.</p> <p>* 2^{ème} exemple : un sol désigné C₁B_{42g}m est un sol qui est :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction 0/50 mm représente moins de 60 à 80% de la totalité du matériau. <p>La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B₄₂ se trouvant dans un état hydrique m.</p> <p>Les différents sous-classes composant la classe C sont :</p>	
		<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe B</p>	C₁B_i Argiles à silex, argilles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...		
<p>si le tamisat à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1</p>	des gros éléments	<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 est un sol de classe A</p>	C₂A_i Argiles à silex, argilles à meulière, éboulis, biefs à silex...	<p>La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B₄₂ se trouvant dans un état hydrique m.</p> <p>Les différents sous-classes composant la classe C sont :</p>	
		<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80%. La fraction 0/50 est un sol de classe B</p>	C₂B_i Argiles à silex, argilles à meulière, éboulis, biefs à silex...		

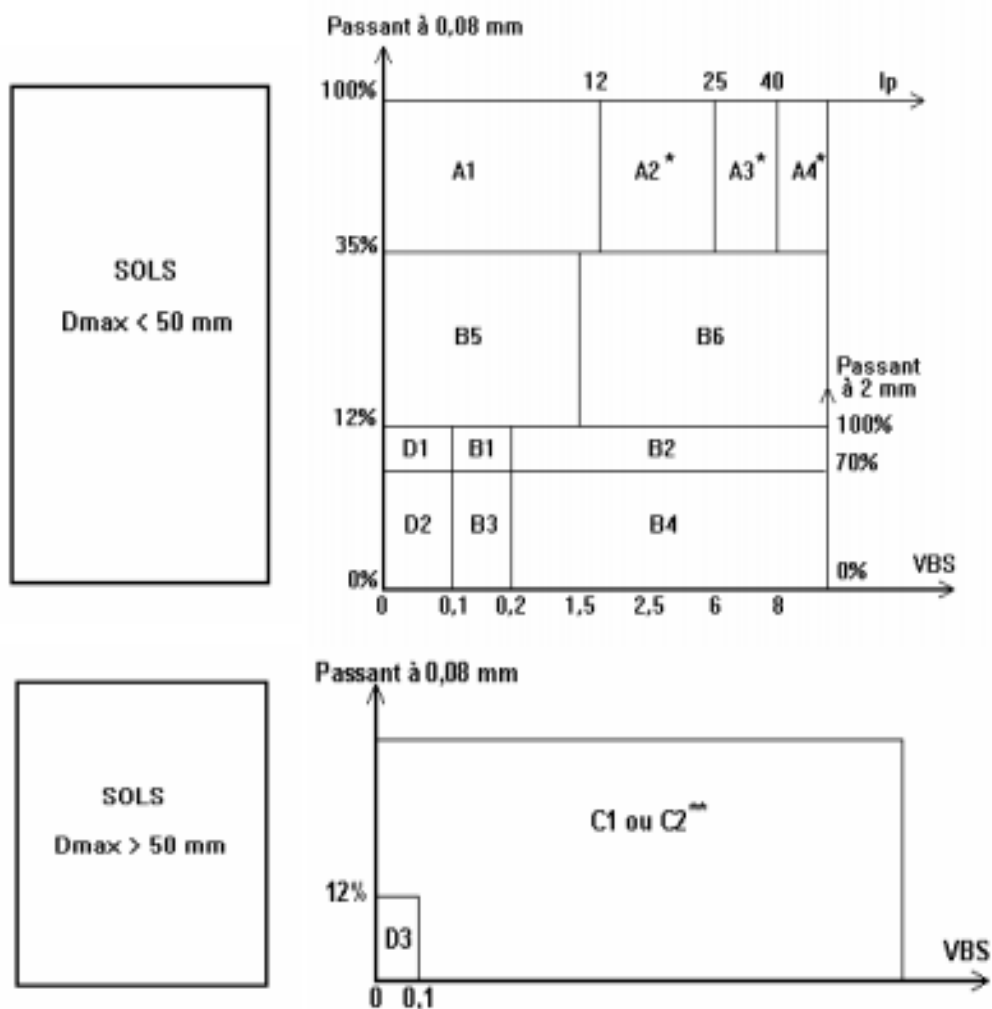
C ₁ A ₁	C ₁ A ₂	C ₁ A ₃	C ₁ A ₄	C ₁ A ₅	C ₁ A ₆	C ₁ A ₇	C ₁ A ₈	C ₁ A ₉	C ₁ A ₁₀	C ₁ A ₁₁	C ₁ A ₁₂	C ₁ A ₁₃	C ₁ A ₁₄	C ₁ A ₁₅	C ₁ A ₁₆	C ₁ A ₁₇	C ₁ A ₁₈	C ₁ A ₁₉	C ₁ A ₂₀	C ₁ A ₂₁	C ₁ A ₂₂	C ₁ A ₂₃	C ₁ A ₂₄	C ₁ A ₂₅	C ₁ A ₂₆	C ₁ A ₂₇	C ₁ A ₂₈	C ₁ A ₂₉	C ₁ A ₃₀	C ₁ A ₃₁	C ₁ A ₃₂	C ₁ A ₃₃	C ₁ A ₃₄	C ₁ A ₃₅	C ₁ A ₃₆	C ₁ A ₃₇	C ₁ A ₃₈	C ₁ A ₃₉	C ₁ A ₄₀	C ₁ A ₄₁	C ₁ A ₄₂	C ₁ A ₄₃	C ₁ A ₄₄	C ₁ A ₄₅	C ₁ A ₄₆	C ₁ A ₄₇	C ₁ A ₄₈	C ₁ A ₄₉	C ₁ A ₅₀
C ₁ B ₁	C ₁ B ₂	C ₁ B ₃	C ₁ B ₄	C ₁ B ₅	C ₁ B ₆	C ₁ B ₇	C ₁ B ₈	C ₁ B ₉	C ₁ B ₁₀	C ₁ B ₁₁	C ₁ B ₁₂	C ₁ B ₁₃	C ₁ B ₁₄	C ₁ B ₁₅	C ₁ B ₁₆	C ₁ B ₁₇	C ₁ B ₁₈	C ₁ B ₁₉	C ₁ B ₂₀	C ₁ B ₂₁	C ₁ B ₂₂	C ₁ B ₂₃	C ₁ B ₂₄	C ₁ B ₂₅	C ₁ B ₂₆	C ₁ B ₂₇	C ₁ B ₂₈	C ₁ B ₂₉	C ₁ B ₃₀	C ₁ B ₃₁	C ₁ B ₃₂	C ₁ B ₃₃	C ₁ B ₃₄	C ₁ B ₃₅	C ₁ B ₃₆	C ₁ B ₃₇	C ₁ B ₃₈	C ₁ B ₃₉	C ₁ B ₄₀	C ₁ B ₄₁	C ₁ B ₄₂	C ₁ B ₄₃	C ₁ B ₄₄	C ₁ B ₄₅	C ₁ B ₄₆	C ₁ B ₄₇	C ₁ B ₄₈	C ₁ B ₄₉	C ₁ B ₅₀

Tableau 4 - Classification des sols insensibles à l'eau

Classe D

← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →		← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →					
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Valeurs seuils retenues	Sous classe		
VBS ≤ 0,1 et tamisat à 80 µm ≤ 12%	D Sols insensibles à l'eau	Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	FS ≤ 60	D ₁₁		
			D₂ Graves alluvionnaires propres, sables...			FS > 60	D ₁₂
		Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires...	Dmax > 50 mm	Matériaux insensibles à l'eau; mais leur emploi en couche de forme nécessite la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès - LA - et/ou Micro Deval en présence d'eau - MDE -) ou Friabilité des sables (FS).	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
						LA > 45 et MDE > 45	D ₂₂
						LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁
						LA > 45 et MDE > 45	D ₃₂

Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



MATERIAUX ROCHEUX	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R1
			Calcaires	R2
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R4
	Roches salines	Sel gemme, gypse	R5	
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites..., gneiss..., schistes métamorphiques et ardoisiers...		R6
MATERIAUX PARTICULIERS	Sols organiques, sous-produits industriels			F

* Matériaux pour lesquels la mesure de I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la VBS.

** C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ($0/50 > 60$ à 80%)

C2 : matériaux anguleux très charpentés ($0/50 \leq 60$ à 80%)