



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
LABORATOIRE CONSTRUCTION ET ENVIRONNEMENT

### MEMOIRE DE MAGISTER

Présentée par :

Madame Messaouda **CHERRAK** née **BOULKHIOUT**  
Ingénieur d'état en Génie Civil de l'U.S.T.H.B

Thème

# UTILISATION DES TUFES CALCAIRES - SABLE DE DUNE EN TECHNIQUE ROUTIERE

Soutenue le 15/01/2003

Devant le jury est composé de :

<b>Président</b>	<b>: Mr S. BELKACEMI</b>	<b>Maître de conférences ENP</b>
<b>Rapporteurs</b>	<b>: Mr A.BALI</b>	<b>Professeur ENP</b>
	<b>Mme M.MORSLI</b>	<b>Chargée de cours ENP</b>
<b>Examineurs</b>	<b>: Mme R. KETTAB</b>	<b>Chargée de cours ENP</b>
	<b>Mr K. SILHADI</b>	<b>Maître de conférence ENP</b>
	<b>Mr N. LARADI</b>	<b>Maître de conférences USTHB</b>
<b>Invité</b>	<b>: Mr M. BEDRICI</b>	<b>Directeur du laboratoire central SONATRO</b>

## Remerciements



Le présent travail est l'aboutissement de recherches effectuées au sein du laboratoire de construction et d'environnement de l'ENP, sous la direction du professeur **A. BALI**, chef de laboratoire et Madame **M. MORSLI**, chargé de cours à l'ENP.

Qu'il me soit permis ici de leur exprimer ma profonde gratitude pour m'avoir suivi tout le long de cette recherche. Les conseils, orientations et encouragements de Madame **M. MORSLI** m'ont permis de mener à bien ce mémoire de magistère, sans oublier de lui être reconnaissante pour avoir assuré la délicate tâche de corriger ce mémoire.

Je tiens à remercier notamment Monsieur **S. BELKACEMI**, maître de conférences à l'ENP, qui a bien voulu examiner ce travail et présider le jury. Je le remercie aussi pour son aide scientifique qui nous a été d'un grands secours précisément dans la partie d'étude de comportement des tufs sous charges statiques.

Je remercie Madame **R. KETTAB**, chargé de cours à l'ENP d'avoir voulu examiner ce travail. Je tiens également à la remercier pour sa gentillesse et l'écoute dont elle fait preuve avec modestie.

Mes sincères remerciements vont aussi à Monsieur **K. SILHADI**, maître de conférences à l'ENP d'avoir accepté d'être examinateur dans le jury de la soutenance.

Je remercie également Monsieur **N. LARADI**, maître de conférences à l'USTHB, d'avoir voulu examiner ce travail malgré ses charges pédagogiques.

Je ne saurais remercier l'équipe du laboratoire central de la **SONATRO Réghaïa** qui m'ont ouvert leur porte, en particulier Monsieur **BEDRISSI**, Directeur du laboratoire central.

Mes remerciements s'adressent également au professeur **FLEUREAU** de l'école centrale de PARIS pour son accueil chaleureux et son aide.

De même, je tiens à exprimer mes remerciements aux personnels et aux techniciens du laboratoire des travaux publics du centre (Alger) en particulier Monsieur **MEZAACHE**, chef de département laboratoire, pour son accueil chaleureux dans son département.

Je n'oublie surtout pas mes amis qui m'ont apporté aide et réconfort. Merci pour tout et je vous pris de trouver toute ma gratitude et mon amitié éternelle.

## ملخص

دراسة سلوك تف المستعمل في إنشاء الطرق تعد جد مهمة نظرا للفائدة التقنية و الاقتصادية التي يمثلها استعمالها للبلاد.

و إلى حد الآن أتاحت خبرة مهندسي الطرق باستعمال هذه الموارد في احسن الأحوال و يبدو لنا أن إدخال اختبارات و منهجية عصرية من شأنها أن تتم هذه التجربة .

رسالتنا تدرج في هذا الإطار حيث تتناول دراسة سلوك تف جيرى من منطقة بشار ممزوج برمل كثبان منطقة ورقلة بدون معالجة أولا ثم بإضافة الجير و الأسمنت.

---

## SUMMARY

The behaviour's study of the tuffs as a road stratum is very interesting for its great technical- economic advantage that presents its use in our country.

So far experience gained by the road technicians has permitted to use at best such material. However, a lot of work still to be done in order to improve and to complete this experience.

Our memory is included within this framework; it the behaviour of a calcrete tuff of Bechar area mélange with sand of dune of Ouargla. The investigation rest on the unbound material then stabilization.

---

## RESUME

L'étude du comportement des tufs en assises de chaussées s'avère très intéressante vue l'intérêt technico-économique que leur utilisation présente pour le pays.

Jusqu'à présent l'expérience des ingénieurs routiers a permis d'utiliser au mieux ces ressources ; mais l'introduction de méthodologie moderne reste cependant nécessaire pour compléter cette expérience.

Notre mémoire s'insère dans cette optique ; elle traite le comportement d'un tuf calcaire de la région de Bechar mélangé au sable de dune de Ouargla. L'étude porte sur le mélange non traité puis sur sa stabilisation.

---

**Mots clés** : tuf calcaire – encroûtements – géotechnique – corps de chaussées – sable de dune – traitement – comportement statique.

## SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>Chapitre I : GÉOLOGIE DES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES</b>	
I.1 INTRODUCTION.....	4
I.2 DÉFINITION.....	4
I.3 ZONE CLIMATIQUE EN ALGÉRIE.....	4
I.4 EXTENSION GÉOGRAPHIQUE DES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES.....	5
I.5 FORMATION GÉOLOGIQUE DES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES.....	7
I.5.1 Provenance et transport du calcaire.....	7
I.5.2 Dépôt du calcaire.....	8
I.6 CLASSIFICATION.....	8
I.7 CONCLUSION.....	10
<b>Chapitre II : UTILISATION DES TUFES EN TECHNIQUE ROUTIÈRE</b>	
II.1 INTRODUCTION.....	11
II.2 UTILISATION DES TUFES EN CORPS DE CHAUSSEES.....	11
II.2.1 Elaboration des tufs de chaussée.....	12
II.2.2 Le durcissement des assises en tuf.....	12
II.2.3 Performances des tufs de chaussée.....	13
II.3 BILAN DES RÉSULTATS D'ESSAIS GÉOTECHNIQUES RÉALISÉS SUR DES TUFES CALCAIRES.....	14
II.3.1 Granulométrie.....	14
II.3.2 Essai Los Angeles.....	14
II.3.3 Essai Micro-Duval.....	14
II.3.4 Limites d'Atterberg.....	14
II.3.5 Essai Équivalent de sable.....	14
II.3.6 L'essai au bleu de méthylène.....	15
II.3.7 Essai de compactage.....	15
II.3.8 L'essai de portance CBR.....	15
II.4 SYNTHÈSE DE SPÉCIFICATION GÉOTECHNIQUE EXISTANTE.....	16
II.4.1 Présentation des spécifications existantes.....	16
II.4.2 Comparaison des différentes spécifications.....	17
II.4.3 Conclusion et proposition de spécification des tufs calcaire commune.....	18
II.5 CONCLUSION.....	18
<b>Chapitre III : STABILISATION DES TUFES CALCAIRES</b>	
III.1 INTRODUCTION.....	20
III.2 PROBLÈMES DE CONSTRUCTION ROUTIÈRE AU SAHARA.....	20
III.2.1 Problèmes d'ordre climatique.....	20
III.2.2 Problèmes de ressources en matériaux.....	20
III.2.3 Problèmes d'ordre économique et technique.....	21
III.3 SOLUTIONS APPORTÉES PAR LA STABILISATION.....	21
III.3.1 Amélioration globale de la cohésion et du frottement interne pour compenser l'insuffisance de qualité des matériaux.....	21
III.3.4 Amélioration de la tenue à l'eau.....	21

<b>III.4 MÉLANGE TUF AVEC D'AUTRE GRANULAT</b> .....	21
III.4.1 Mélanges de tufs et sable de dune.....	21
III.4.1.1 Les sables du Sahara.....	22
III.4.1.2 Utilisation du sable de dune.....	23
III.4.1.3 Résultats expérimentaux.....	23
III.4.1.4 Conclusion.....	25
III.4.2 Mélanges de tufs et de graves.....	25
III.4.3 Mélanges de tuf – sable – bitume.....	26
III.4.3.1 Formulations.....	26
III.4.3.2 Résultats expérimentaux.....	27
<b>III.5 TRAITEMENT DES TUFES CALCAIRES AUX LIANTS HYDRAULIQUES</b> .....	28
III.5.1 Les produits de traitement et leurs effets.....	28
III.5.1.1 La chaux Aérienne.....	28
III.5.1.2 Les liants hydrauliques.....	28
III.5.2 Effet de traitement par la chaux des sols fins.....	30
III.5.3 Effet de traitement au ciment.....	31
III.5.4 Précautions générales de mise en œuvre des matériaux traités aux liants hydrauliques.....	32
III.5.5 Etude en laboratoire de traitement des tufs au liant hydraulique.....	32
III.5.5.1 Traitement au ciment.....	32
III.5.5.2 Traitement à la chaux.....	33
III.5.5.3 Traitement au laitier granulé.....	34
III.5.5.4 Conclusion de cette étude.....	35
<b>III.6 CONCLUSION</b> .....	35
<b>Chapitre IV : ÉTUDE D'IDENTIFICATION</b>	
IV.1 PRÉSENTATION DE L'ECHANTILLON.....	36
IV.2 ANALYSE CHIMIQUE.....	36
IV.3 GRANULOMETRIE.....	37
IV.4 QUALITÉ DES FINES.....	37
IV.4.1 Les limites d'Atterberg.....	37
IV.4.2 Equivalent de Sable.....	38
IV.4.3 Essai au bleu de méthylène.....	39
IV.5 LES ESSAIS DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE.....	39
IV.5.1 Essai Proctor modifié.....	39
IV.5.2 L'essai CBR (Indice Portant californien).....	40
IV.6 RÉSISTANCE AUX CHOCS ET A L'ABRASION.....	42
IV.6.1 Essai Los Angeles.....	42
IV.6.2 Essai Micro – Deval.....	43
IV.7 ESSAI DE RÉSISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE.....	44
IV.8 CONCLUSION.....	45
<b>Chapitre V : MÉLANGE DU TUF AVEC DU SABLE DE DUNE</b>	
V.1 INTRODUCTION.....	46
V.2 IDENTIFICATION DU SABLE DE DUNE DE OUARGLA.....	46
V.2.1 Granulométrie.....	46
V.2.2 Propreté.....	47

V.3	ESSAI DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE DES MÉLANGES.....	47
V.3.1	Essai proctor modifié.....	47
V.3.2	Essai CBR.....	50
V.4	ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE.....	52
V.5	CONCLUSION.....	53
<b>Chapitre VI : COMPORTEMENT DES TUFs SOUS CHARGES STATIQUES</b>		
VI.1	INTRODUCTION.....	55
VI.2	RAPPELS DES COMPORTEMENTS RHÉOLOGIQUE.....	55
VI.2.1	Comportement élastique.....	55
VI.2.2	Comportement viscoélastique.....	56
VI.2.3	Comportement élasto-plastique.....	56
VI.2.4	Comportement viscoplastique.....	57
VI.3	PRÉSENTATION DE L'ESSAI TRIAXIAL.....	57
VI.3.1	But de l'essai triaxial.....	58
VI.3.2	Principe de l'essai.....	58
VI.3.3	Description de l'appareillage d'essai.....	59
VI.3.4	Types d'essais.....	59
VI.3.5	Préparation des échantillons.....	60
VI.4	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS D'ESSAIS.....	60
VI.5	LOI DE COMPORTEMENT MÉCANIQUE SOUS CHARGE STATIQUE.....	63
VI.6	COMPARAISON A D'AUTRES MATÉRIAUX.....	65
VI.7	CONCLUSION.....	67
<b>Chapitre VII : STABILISATION DU MÉLANGE TUF – SABLE DE DUNE</b>		
VII.1	INTRODUCTION.....	68
VII.2	CONDITION DE CONFECTIONNEMENT DES ÉPROUVETTES.....	68
VII.3	TRAITEMENT AU CIMENT.....	68
VII.3.1	Résultats et interprétations.....	69
VII.4	TRAITEMENT A LA CHAUX AÉRIENNE.....	70
VII.4.1	Résultats et interprétations.....	70
VII.5	EFFET DU MODE DE CONSERVATION.....	71
VII.6	EFFET DE LA NATURE DU LIANT.....	72
VII.7	CONCLUSION.....	72
<b>Recommandations.....</b>		74
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE.....</b>		75
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		
LISTE DES SYMBOLES		
ANNEXES		



# INTRODUCTION

L'extension rapide des infrastructures routières dans le sud pour l'exploitation des zones sahariennes provoquée par la découverte du pétrole vers les années 1955-1956 en Algérie, a conduit à un besoin immense en matériaux de chaussée.

Pour ces régions arides et semi-arides de l'Algérie, l'utilisation des matériaux classiques s'est avérée très coûteuse du fait que les distances de transport étaient excessivement grandes et les moyens de transport réduits. Ce qui a obligé les ingénieurs de l'époque à rechercher et adapter des matériaux locaux.

Ainsi, des chantiers se sont réalisés en utilisant des matériaux locaux entre autre les encroûtements calcaires, encroûtements gypseux et encroûtements mixtes, ces matériaux sont non conformes aux spécifications habituelles relatives aux zones humides ; qui exigent notamment une granulométrie étalée avec une limitation du pourcentage des fines pour éviter le problème d'eau néfaste pour la bonne tenue des chaussées, et des cailloux et graviers durs afin que les pressions importantes dues au trafic ne les usent ou ne les écrasent pas.

Ce type de matériau rencontré en de nombreux endroits, a été mis en place et compacté après humidification par couche en différentes circonstances sans respecter aucune règle bien précise à l'époque. En effet, la bonne tenue des matériaux pulvérulents en couche de base était un fait suffisamment exceptionnel et révolutionnaire en technique routière pour intéresser tous les techniciens.

Au fil de temps, des expériences ont été cumulées, certains échecs ont été marqués mais ils étaient très instructifs, ce qui ramena les ingénieurs à fixer des notions plus raisonnables concernant le choix des matériaux et les conditions de

réalisation des chaussées et à s'intéresser entre autre à la pédologie, à la géologie et à la géotechnique de ces matériaux. C'est alors qu'une technique routière Saharienne a pris corps sous la direction de Mr FENZY en 1965 au congrès de la route qui s'est déroulé à Beni-Abbès (Algérie)

Notre étude est faite dans le but d'apporter sa contribution dans la connaissance des tufs calcaires et de leur intégration parmi les matériaux routiers puis l'analyse de l'effet de l'incorporation du sable de dune dans le souci d'élargir la gamme de matériaux locaux utilisés dans la construction routière.

Elle est définie à partir du thème « Utilisation des matériaux locaux dans la géotechnique routière ». Elle entre dans le cadre de l'accord programme de coopération Franco-Algérienne N° 99MDU443 établi entre le Laboratoire de Mécanique des Sols, Structure et Matériaux de l'Ecole Centrale de Paris et le Laboratoire de Construction et Environnement de l'ENP (Algérie)

La démarche suivie est la suivante : Trouver le pourcentage optimal de sable à incorporer qui améliorerait ou maintiendrait au même niveau les performances mécaniques du tuf considéré. A la fin un traitement au ciment et à la chaux est suggéré pour le mélange tuf – sable de dune relatif au dosage en sable retenu.

Le mémoire comprend deux grandes parties :

**La première** représente une synthèse bibliographique répartie en trois chapitres

- ❖ Le chapitre I : traite la formation géologique des tufs sujet du présent mémoire.
- ❖ Le chapitre II : est consacré aux différentes caractéristiques géotechniques des tufs et la synthèse des spécifications des pays utilisateurs de ce matériaux en corps de chaussée.
- ❖ Le chapitre III : résume divers procédés de stabilisation des tufs étayés par des résultats de différentes études.



La deuxième partie de l'étude est le résultat d'un travail expérimental laborieux qui s'est déroulé en sa grande partie dans le laboratoire de la SONATRO. Elle est composée de quatre chapitres, à savoir :

- ❖ Le chapitre IV : il représente une identification géotechnique de l'échantillon du tuf étudié.
- ❖ Le chapitre V : nous avons étudié dans ce chapitre l'influence de l'ajout de sable de dune à différents pourcentages sur les caractéristiques du matériau de base (tufs).
- ❖ Le chapitre VI : traite le comportement sous charge statique du tuf seul puis du mélange du tuf – sable de dune à un dosage sélectionné.
- ❖ Le chapitre VII : englobe une étude de stabilisation de notre tuf à la chaux aérienne et au ciment.

Enfin nous proposons des recommandations qui nous semblent utiles pour les éventuelles recherche futures portant sur les tufs calcaires.

## Chapitre I

# GEOLOGIE DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

## Chapitre I

# GEOLOGIE DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

## I.1 INTRODUCTION

Les tufs calcaires existent dans la plupart des pays du bassin méditerranéen et occupent les zones à climat sec. En Algérie, ils couvrent une superficie de près de 300 000 Km<sup>2</sup>. Leur utilisation comme matériaux routiers remonte aux années 1956-1957. Leur proximité des tracés, la facilité d'extraction et de mise en œuvre ainsi que la qualité des assises routières en font des matériaux économiques abondamment utilisés. L'expérience acquise par les ingénieurs routiers permet de tirer un très bon parti de ces matériaux bien que les caractéristiques de ces derniers s'éloignent des critères généralement admis en géotechnique routière.

## I.2 DEFINITION

Appelés « Calcrêtes » ou « Caliche » dans les pays anglophones, « Tosca » en Argentine et en Espagne, « Tufs » ou « Encroûtements calcaires » en Afrique du nord. Ils se définissent comme étant des roches tendres, friables, poreuses légères et de couleurs claires, composés essentiellement mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très-induré, elles sont dues à la cimentation et à l'accumulation du calcaire dans une zone d'infiltration [9].

Cette appellation « tufs » a été utilisée en langage courant et dans le jargon des techniques routières pour désigner des sols enrichis en calcaire formé sous un climat aride ou semi-aride et qui ont été utilisés pour la construction d'excellentes chaussées.

Dans notre étude les termes « tuf » ou « encroûtement calcaire » seront employés indifféremment pour désigner les tufs à dominance calcaire.

## I.3 ZONE CLIMATIQUE EN ALGERIE

Nous savons que les chaussées sont des ouvrages très exposés à l'action du climat, leur dimensionnement et leur technique de construction dépend tout aussi bien des sollicitations dues au trafic que celle du climat. En effet, le drainage des sols et le comportement des matériaux des chaussées sont fonction du climat.

Le climat de l'Algérie est un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers relativement froids et pluvieux.

La carte pluviométrique de l'Algérie (figure I.1) montre que la pluviométrie s'étale entre les zones côtières arrosées et les zones sahariennes arides [12]. L'existence des encroûtements calcaires est liée à la subdivision en zones climatiques. Nous distinguons les différentes zones :

Zone I : Méditerranéenne humide  $H \geq 600$  mm

Zone II : Méditerranéenne sub-humide  $350 \leq H < 600$  mm

Zone III : Semi-aride ou steppique  $100 \leq H < 350$

Zone IV : Aride ou désertique  $H < 100$

Où H désigne la hauteur moyenne des précipitations annuelles.

### I.4 EXTENSION GEOGRAPHIQUE DES ENCROûTEMENTS CALCAIRES

La carte de J.H. Durand ( figure I.2) montre que les encroûtements calcaires occupent les zones II et III. Ils existent néanmoins en zone I à l'état peu différencié et en zone IV (exemple Timimoune). Ils se trouvent rarement en altitude [1].

Ils sont présents dans les bassins relativement plats irrigués par les eaux de ruissellement provenant des massifs calcaires limitrophes.

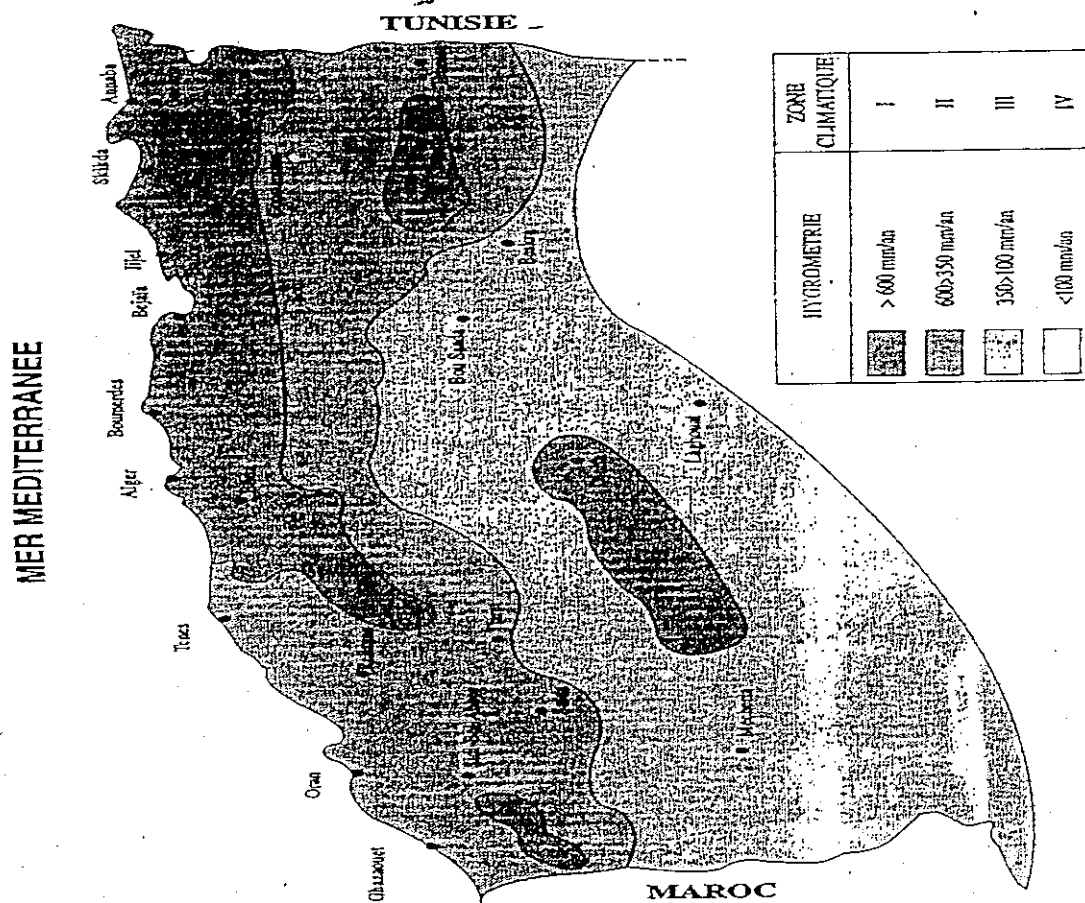


Figure I.1- Carte pluviométrique de l'Algérie (d'après J.Dubief)

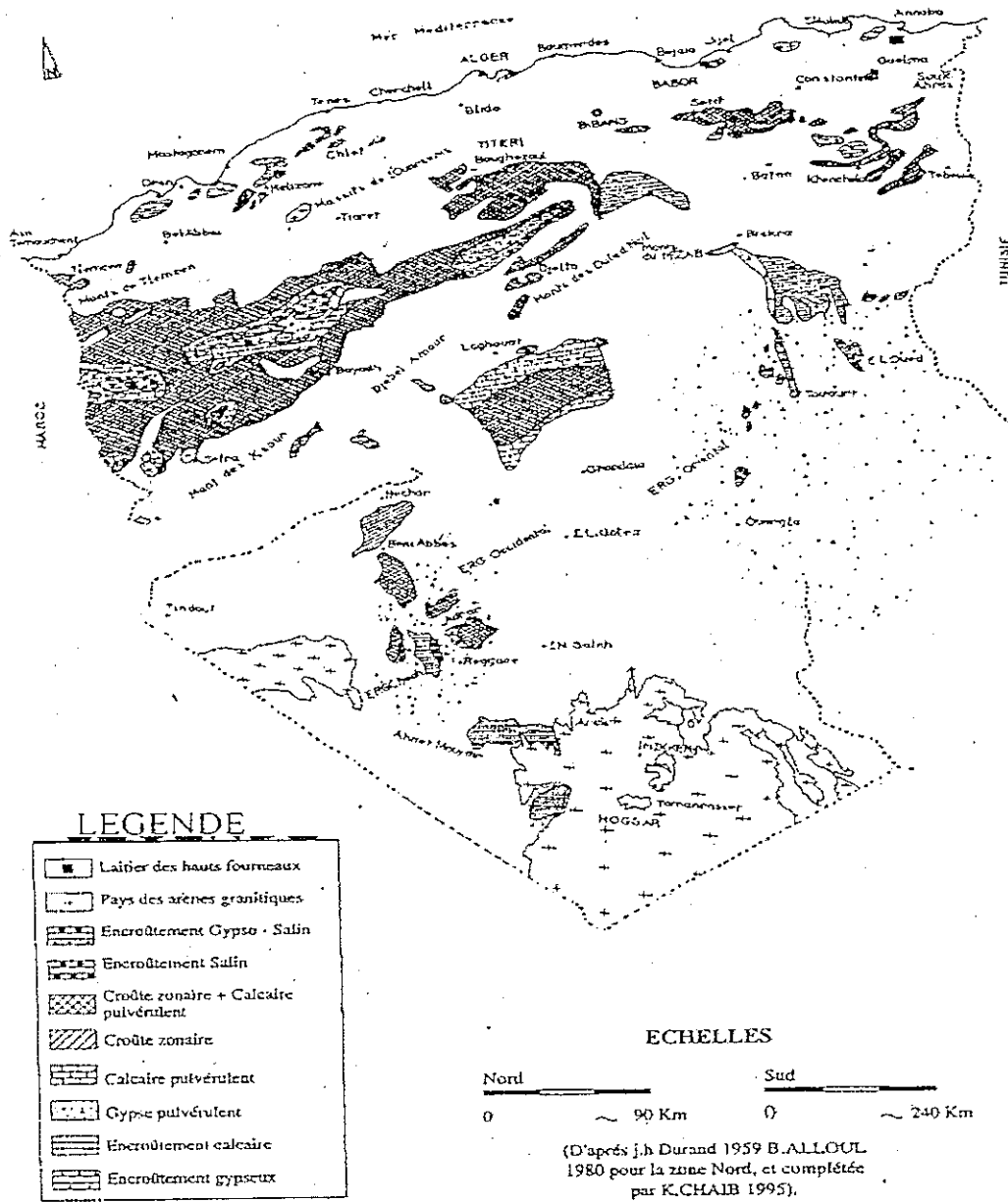


Figure I.2- Carte des encroûtements calcaires et autres matériaux locaux

## I.5 FORMATION GEOLOGIQUE DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

La genèse des encroûtements calcaires est une question qui se débattait de la part des spécialistes (géologues et pédologues) depuis près d'un siècle.

Les pédologues ont été les premiers à étudier « les croûtes calcaires » en Algérie du fait que ces immenses superficies enrichies en calcaires posaient problème aux agriculteurs qui devaient défoncer cette carapace pour labourer leurs champs [1].

La « croûte » a été décrite la première fois par RENOU en 1848 comme étant « un enduit de surface qui recouvre tous les terrains indistinctivement, surtout les terrains d'eau douce et les poudingues et qui suit toutes les ondulations de la surface, il n'a rien de géologique et les mécanismes de sa formation me paraissent difficiles jusqu'à présent à bien expliquer » [1]

Par la suite en 1852, le géologue LUDOVIC VILLE, l'avait décrit comme « un calcaire terreux qui recouvre une grande partie de l'Algérie comme d'un immense linceul blanc » [12]

Beaucoup d'hypothèses variées de formation du tuf se sont succédées sans pour autant fixer clairement le sens du mot « tuf » ou « encroûtement calcaire » ni donner une définition nette.

Plus tard en 1884, A. POMEL, essaya d'expliquer la formation de cette carapace qui se montre sur beaucoup de terrains dont les parties tendres et friables sont ainsi cimentées en une roche dure et résistante pouvant même servir à l'empierrement des routes. Il formula l'hypothèse d'après laquelle « les encroûtements calcaires sont dus à l'évaporation des eaux qui remontent à la surface par capillarité » [12]

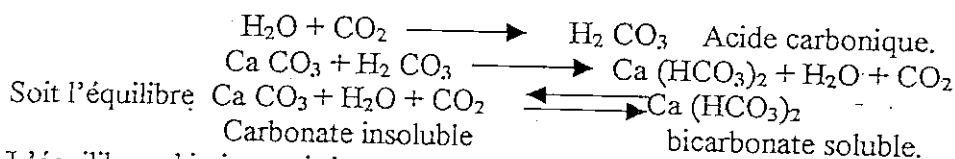
En 1952 en Algérie, J.H Durand, a souligné le rôle des phénomènes sédimentaires en milieu lacustre, cette hypothèse est retenue et considérée comme la plus plausible et celle qui recueille actuellement l'assentiment de la plupart des spécialistes. [9]

Les questions posées lors de l'étude de formation des encroûtements calcaires sont :

- ❖ Provenance du calcaire
- ❖ Son transport
- ❖ Comment s'est-il re-déposé et mis en place ?

### I.5.1 Provenance et transport du calcaire

Le calcaire provient des massifs calcaires. Dans l'eau pure au contact de l'air, la solubilité du carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$  dépend de la teneur de l'eau en anhydride carbonique dissous. Cette teneur diminue lorsque la température croît et augmente lorsque la température décroît :  $\text{CaCO}_3$  se dissoudra pour de faibles températures et précipitera si la température s'élève [12]. On résume ces phénomènes par les équations suivantes :



L'équilibre chimique ci-dessus est déplacé vers la droite en hiver : L'eau de pluie froide, enrichie en  $\text{CO}_2$  atmosphérique, attaque les calcaires. Les carbonates solubilisés sont drainés vers les nappes phréatiques des plaines.

En été, cet équilibre chimique est déplacé vers la gauche : Les carbonates des nappes précipitent dans les sols.

Pour F.Netterberg (1969) « La végétation et l'évapotranspiration en saison sèche jouent un rôle primordial dans l'encroûtement des sols. Pour que cet encroûtement puisse se développer lentement, il faut les apports d'eau en hiver soient suffisamment faibles et incapables de produire le lessivage du calcaire du sol des plaines. Sous un climat humide, le lessivage l'emporterait et les carbonates aboutiraient dans la mer »

### I.5.2 Dépôt du calcaire

D'après A.RUELLAN (1971) le calcaire dissout par l'eau participe à différent niveau de son transport. Dès que la température augmente la libération du  $\text{CaCO}_3$  s'effectue dans les sols. A partir du moment où le calcaire est déposé (décantation ou évaporation), des phénomènes qualifiés de pédologiques par A.RUELLAN transforment progressivement les différents horizons des sols. L'évolution finale est l'encroûtement mûr. (Figure I.3 )

En conclusion, la formation des encroûtements calcaires correspond à certaines conditions climatiques critiques : climat régnant dans les zones sub-humide et semi-aride.

## I.6 CLASSIFICATION

A.RUELLAN propose une classification pédologique basée sur l'importance du calcaire dans sa distribution verticale dans un encroûtement. Nous nous intéresserons pour notre part aux encroûtements mûrs susceptibles de produire des matériaux utilisables en corps de chaussées [1].

Il distingue trois (03) horizons du haut vers le bas :

**1er Horizon A :** pauvre en calcaire, constituant plutôt la couche de terre végétale dont l'épaisseur moyenne est de 30 à 50 cm.

**2eme Horizon Bca :** qui constitue le corps même de l'encroûtement. Le calcaire y est abondant (40 à 80 %) L'épaisseur moyenne est de 1 à 2 mètres. La teneur en calcaire de cet horizon diminue progressivement vers le bas. Sa dureté est plus forte vers le sommet. Le coefficient Los Angeles de la dalle compacte est avoisine les 25 % à l'état non altéré [12].

**3eme Horizon C :** le calcaire y est présent mais à une moindre importance. Cet horizon constitue le matériau d'origine.

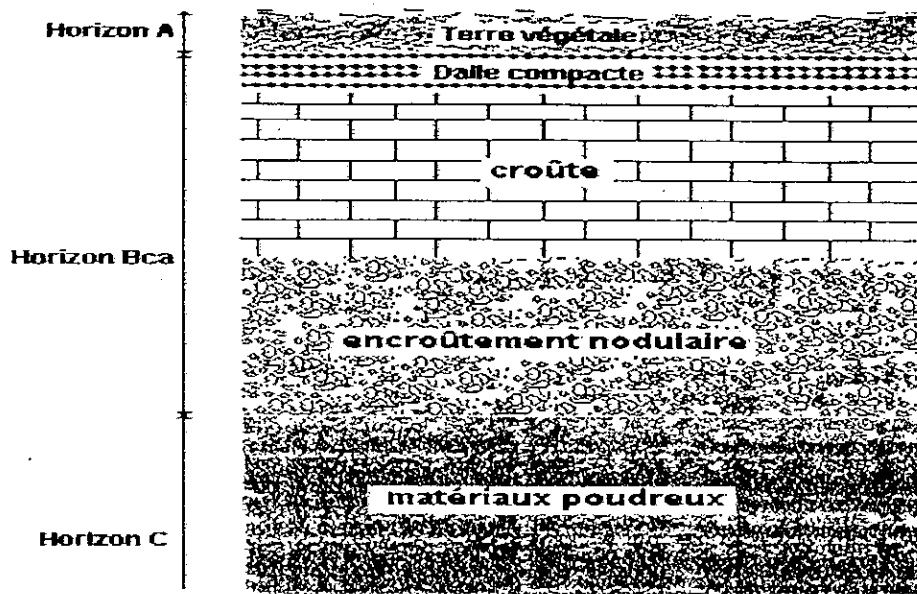


Figure I.3- Encroûtement mûr

La figure I.3 représente un schéma type d'un encroûtement mûr avec ces différents horizons.

D'autre part, on donnera dans la figure I.4 une répartition verticale du calcaire dans les cas d'un sol à encroûtement non feuilleté et d'un sol à encroûtement feuilleté [9]

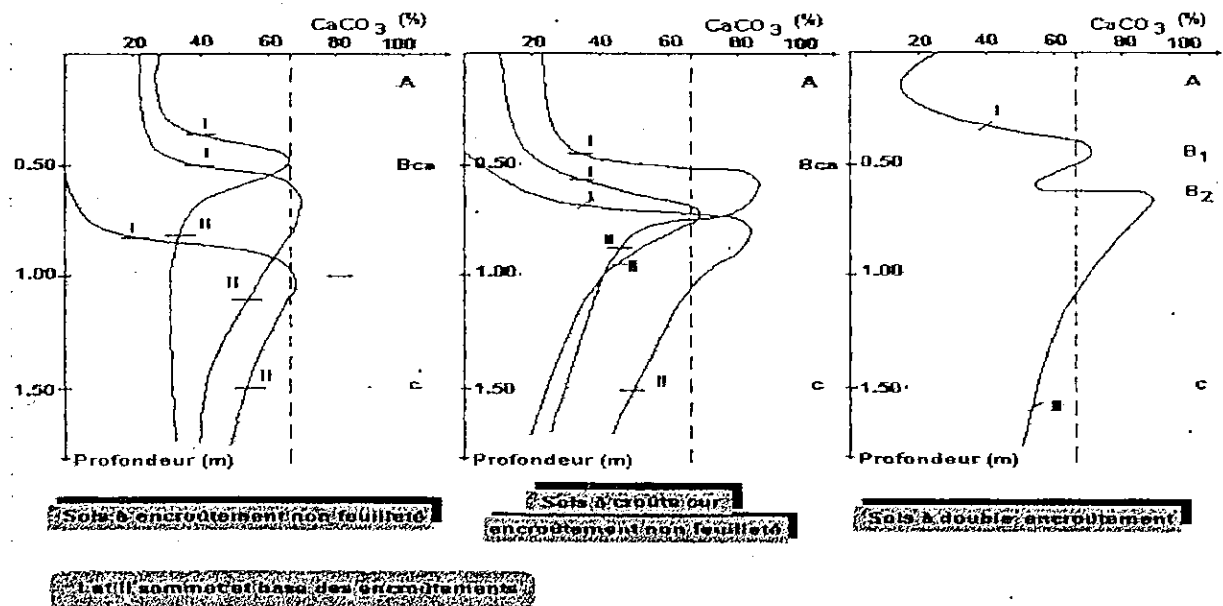


Figure I.4 - Quelques exemples de profils calcaires de sols différenciés d'après A. Ruellan (1970)

Le tableau I.1- résume les différentes classes des encroûtements calcaires d'après Ruellan avec leurs caractéristiques [9].



Tableau I.1- Classification des encroûtements calcaires d'après Ruellan

Dénomination		Description	Teneur en CaCO <sub>3</sub> (%)	Epaisseur	Rapports mutuels
Encroûtements non feuilletés	Encroûtements massifs	Structure massive 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 discontinus d'encroûtements massifs ou nodulaires d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas vers le haut.	> 70	Quelques centimètres A > 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			

On distingue donc selon cette classification :

**a - Les encroûtements non feuilletés :**

- + Encroûtements massifs d'aspect crayeux et de couleur homogène.
- + Encroûtements nodulaires : ce sont des nodules durs pris dans une gangue calcaire.

**b - Les encroûtements feuilletés** correspondant à la coupe de la figure I.3 pour un encroûtement mûr.

## I.7 CONCLUSION

Les tufs calcaires sont des formations pédologiques de zones sub-humides et semi-arides. Ils proviennent de la solubilisation des massifs calcaires environnants et de la concentration du calcaire. Les matériaux provenant de ces formations utilisés pour la construction de chaussées constituent des graves qui sortent des normes classiques par leur friabilité et l'importance de la fraction fine qu'ils contiennent. Le durcissement des assises en tuf lors du séchage est dû à un enchevêtrement des fines calcaires et argileuses et non à une formation de minéraux comme dans le ciment [1]. Ce durcissement réversible à l'imbibition est favorisé par un climat sec durant une longue période de l'année.

## Chapitre II

# UTILISATION DES TUFES EN TECHNIQUE ROUTIERE

## Chapitre II

# UTILISATION DES TUFES EN TECHNIQUE ROUTIERE

## II.1 INTRODUCTION

Du fait de la grande monotonie de la géologie et de la géographie saharienne, les matériaux disponibles dans de vastes zones sont de type restreint.

Certaines régions sont complètement dépourvues de cailloux et de graviers. L'utilisation des matériaux locaux pour répondre aux besoins de la grande extension des infrastructures routières, s'impose car l'apport de matériaux traditionnels conduirait à des distances de transport et prix d'acheminement considérables de par leur manque dans les régions à climat aride et semi-aride.

Les tufs constituent des matériaux de substitution qui ont fait leur preuve même si leurs caractéristiques s'éloignent des critères admis en géotechnique routière.

L'utilisation la plus courante actuellement est en assises de chaussées, soit en couche de fondation soit en couche de base.

## II.2 UTILISATION DES TUFES EN CORPS DE CHAUSSEE

Les tufs calcaires sont utilisés en technique routière selon leur qualité, ils servent en assises de chaussées, couche de fondation, couche de base, accotement ou remblais.

Le tuf de chaussée en Algérie est classé en trois catégories par ordre de friabilité croissante, à savoir :

- ❖ tufs à squelette  $L.A < 35\%$
- ❖ tufs friables  $35\% < L.A < 55\%$
- ❖ tufs pulvérulents  $L.A > 55\% [1]$

Les *tufs à squelette* sont des matériaux qui seront retenus en premier lieu car ils se rapprochent le plus des graves classiques de concassage.

Les *tufs friables* sont les plus courants et les plus utilisés car ils sont d'extraction facile et de mise en œuvre simple.

Les *tufs pulvérulents* sont des matériaux d'extraction facile mais de mise en œuvre difficile.

Les tufs à squelette sont fournis par des encroûtements mûrs avec une dalle compacte épaisse ( 5 à 10 cm) ou extraits d'une croûte très dure. Ces formations les plus intéressantes théoriquement sont généralement évitées en pratique par les utilisateurs car elles nécessitent un concassage pour obtenir des graves 0/20 mm classiques.

Les tufs de chaque classe trouveront leur utilisation définie dans les différentes couches de chaussées en fonction du trafic et de la zone climatique ( voir annexe II). La couche de fondation est le domaine privilégié des tufs calcaires car les restrictions sont moins sévères que pour son utilisation en couche de base. Un tuf calcaire ne pourrait être retenu par

L'utilisation routière que si sa teneur en carbonate du passant au tamis de 1 mm est supérieure à 60%, dans ce cas son utilisation en couche de fondation est possible. Si le pourcentage de carbonate dépasse 70 %, il pourrait être utilisé en couche de base.

Par ailleurs, le pourcentage des fines est limité pour la zone II et III à une valeur maximale de 30%.

Les spécifications dans ce cas sont basées sur trois critères : granulométrie, indice de plasticité et teneur en sulfate.

### II.2.1 Elaboration des tufs de chaussée

Avant la mise en œuvre, le tuf peut être soumis à certaines opérations simples qui visent à améliorer sa qualité. Ces opérations seront d'autant plus souhaitables que l'on aura affaire à un tuf plus friable et à un trafic plus élevé, elles permettent de maîtriser la granulométrie et la dureté du matériau.

Les tufs provenant de la dalle compacte de l'encroûtement aura une granulométrie tout-venant avec une forte proportion de cailloux et même de blocs. Ces éléments gênent le compactage par leurs grandes dimensions. On les abandonne souvent aux abords de la chaussée, ce qui n'est pas une bonne solution, puisque ces blocs de dalle et croûte comptent précisément parmi les éléments les plus durs. Il est préférable de les réduire, après réglage, à l'aide d'engins adaptés ( le rouleau à grille) ; mais la méthode idéale d'élaboration des tufs à squelette est le concassage. Un simple concasseur primaire permet d'obtenir une grave à granulométrie continue et de dureté plus élevée.

Par contre, les tufs pulvérulents excessivement friables peuvent se passer de concassage et évoluent en sable au compactage.

A l'état brut, ces matériaux n'ont pas les qualités requises pour être utilisés en couche de base sous un trafic important. Dans ce but, ils ont été souvent mélangés à des graves roulées.

L'exemple est celui de l'ancienne couche de base de la R.N 4 à El Asnam – Algérie : grave de l'oued Chélif à faible proportion de fines très plastiques mélangée à un tuf pulvérulent à fines très carbonatées extrait de la formation sédimentaire grésocalcaire.

Il arrive aussi que les encroûtements feuilletés formés à partir de sol argileux fournissent des *tufs excessivement plastique*. Le mélange avec des sables propres, des sables de dune généralement, est à envisager dans ce cas [12].

### II.2.2 Le durcissement des assises en tuf

Les tufs de chaussée présentent des caractéristiques intrinsèques (angle de frottement et cohésion) élevées après compactage. Les conditions climatiques jouent dans le sens de l'augmentation de la cohésion. En zone climatique III, les teneurs en eau mesurés sont assez faibles, inférieures à 6% en été et de l'ordre de 10 % en hiver. Les cas d'imbibition dans le Sahara sont rares et exceptionnels. Les assises en tuf durcissent par l'effet du compactage et après évaporation de l'eau. Les caractéristiques optimales sont atteintes rapidement, le durcissement est achevé quatre jours après le compactage, ce qui correspond à la durée de séchage.

Nous avons utilisé l'expression de prise de tuf mais cela peut prêter à confusion, contrairement à la prise connue des différents liants tel le ciment, le durcissement du tuf est réversible et disparaît lorsque la teneur en eau augmente. Des études in situ et en laboratoire sont en cours pour cerner ce phénomène de durcissement ou stabilisation des tufs.

De ce fait, On doit se garder d'extrapoler le comportement de ce matériau à des climats pluvieux, en effet, sous climat humide il n'est pas toujours possible de maintenir des teneurs en eau suffisamment faible sous la chaussée. D'autre part, les tufs sont vulnérables au lessivage [12].

Outre les particularités de mise en œuvre des assises en tufs, des mesures de protection de ces assises contre les infiltrations des eaux de pluies doivent être entreprises.

La première de ces mesures est l'imperméabilisation de la surface de la chaussée est la réalisation de couches de roulements en enduit d'usure légèrement sur dosées, leur renouvellement doit intervenir avant les dégradations.

La deuxième mesure de protection vise à accélérer le ruissellement et à empêcher la stagnation d'eau sur la chaussée, pour cela, on porte la pente transversale de la surface de la chaussée à 3 % et celle des accotements à 4-5 % en alignement droit [11]. Ces mesures étant prises lors de la construction, l'entretien jouera un rôle important pour combattre tout séjour prolongé d'eaux de pluie sur la chaussée et leurs infiltrations (colmatage de fissurations éventuelles...).

### II.2.3 Performances des tufs de chaussée

Pour illustrer cet aperçu de la technique des tufs de chaussée, nous citerons quelques exemples pris en Algérie pour se faire une idée des possibilités de ce matériau lorsqu'il est correctement choisi et mis en œuvre.

Le premier exemple est celui de la couche de base de la RN 1 au sud de Ksar El Boukhari. Cette route a supporté :

- ❖ Un trafic de plus de 500 poids lourds par jours.
- ❖ Il a été estimé que la chaussée de la RN 1 sur les hauts plateaux a été soumise depuis sa construction (1958 à 1961) jusqu'à ce jour à 2 à 3 millions d'essieux de plus de 5 tonnes.
- ❖ Il a été observé des signes de fatigues de la couche de base entre Boughzoul et Ain Ouessera et également au sud de Laghouat.
- ❖ Toutes les autres sections ont une très bonne tenue.

Cette différence est en rapport avec les matériaux de chaussée. Les tufs à squelette, comme ceux d'Ain Ouessera et d'Ain Mabed mis en place au rouleau à grille, présentent une bonne tenue. Des tufs friables et des tufs pulvérulents constituent les couches de base des tronçons ou sont apparus des signes de fatigue ou des dégradations [12].

Le deuxième exemple est celui de la chaussée traditionnelle d'Oranie qui comprenait une :

- ❖ Couche de fondation en tuf d'une vingtaine de centimètre surmontée d'un macadam et d'un enduit d'usure.
- ❖ La couche de fondation était obtenue en écrasant la pierre de tuf sur un sol sableux sur la RN 4 près de Relizane.
- ❖ Cette chaussée supporte actuellement plus de 4000 véhicules par jour dont plus de 1000 poids lourds [12].

Jusqu'à ce jour, les chaussées en tuf modestement dimensionnées présentent une bonne tenue à la fatigue, beaucoup sont en service sans avoir été renforcées.

### **II.3 BILAN DES RESULTATS D'ESSAIS GEOTECHNIQUES REALISES SUR DES TUF CALCAIRES**

#### **II.3.1 Granulométrie**

Les fuseaux granulométriques des matériaux extraits d'encroûtements pour usages routiers sont extrêmement variables selon les caractéristiques du matériau d'origine et selon les processus d'extraction et d'élaboration [9].

#### **II.3.2 Essai Los Angeles**

Pour les matériaux suffisamment résistants provenant de gisements feuilletés ou issus de croûte ou de dalle, la résistance aux chocs sera appréciée par l'essai Los Angeles. Il est réalisé en général sur les classes granulométriques 10/25 ou 16/31,5.

Concernant la proposition de spécification de STROUILLOU et ALLOUL, la fraction sur laquelle cet essai doit être effectué est la fraction  $> 12,5$  mm sans délimitation de plage précise [9].

Les valeurs du coefficient Los Angeles mesurées sur les matériaux d'encroûtement varient entre 30 – 80, 30 pour les dalles compactes et 70 à 80 pour les croûtes les plus friables [9].

#### **II.3.3 Essai Micro-Duval**

Cet essai qui caractérise la résistance à l'abrasion en présence d'eau est peu réalisé sur les tufs, les quelques essais réalisés sur des matériaux relativement tendres ont donné des résultats supérieurs à 80 [9].

#### **II.3.4 Limites d'Atterberg**

Actuellement c'est l'essai le plus souvent réalisé sur les matériaux d'encroûtements calcaires. Pour évaluer la fraction argileuse, on fait en effet, souvent référence à la valeur de l'indice de plasticité. Les valeurs de IP sont non mesurables  $< IP < 25$  [9].

#### **II.3.5 Essai Équivalent de sable**

L'introduction de l'essai dit équivalent de sable (E.S) emprunté aux américains vers 1950, allait résoudre le problème de déterminer la propreté des matériaux (évaluation de l'importance de la fraction argileuse) tant que la teneur des fines n'était pas importante, dans le cas contraire, cet essai comporte des défauts. Une partie des fines non argileuse sera piégée dans le flocculant argileux ce qui les assimile à des argiles. Cela conduit à la formation de flocculat plus important, c'est la plus fréquente et bien connue cause de chute de l'équivalent de sable [4].

De ce fait, cet essai n'a que peu de signification pour les tufs qui ont généralement un pourcentage de fines important.

Lorsque l'essai équivalent de sable a cependant été mesuré sur les matériaux d'encroûtement, les valeurs annoncées varient entre 10 et 60 [9].

### II.3.6 L'essai au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène a été utilisé par différents chercheurs pour caractériser l'activité des sols argileux en complément de la détermination des limites d'Atterberg par la méthode classique de la coupelle et du bâtonnet [14]. Il est réalisé sur la fraction 0/2 mm.

Cet essai, peu appliqué aux tufs, pourrait être le mieux adapté pour évaluer l'activité des fines et déterminer la présence d'argile plastique.

Les quelques essais réalisés indiquent des valeurs comprises entre 0,2 et 1,5 [9].

Actuellement, la classification retenue pour les sables est applicable aux encroûtements calcaires.

$V.B < 0,2$	matériau propre
$0,2 < V.B < 0,5$	matériau légèrement pollué
$0,5 < V.B < 1$	matériau pollué
$1 < V.B$	matériau très pollué

### II.3.7 Essai de compactage

L'essai de compactage adopté, lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couche de chaussée, est l'essai Proctor modifié pour lequel l'énergie de compactage est la plus forte. Les différents auteurs ayant réalisé des essais de ce type s'accordent sur les constatations générales suivantes [9] :

- ❖ Les densités OPM sont en général comprises entre 1,7 et 2 g/m<sup>3</sup>.
- ❖ Les teneurs en eau optimales sont très variables selon les matériaux d'encroûtements; mais en général élevées. Le plus souvent comprise entre 8 et 15 %. Ces teneurs en eau optimales peuvent atteindre ou dépasser 20 %.
- ❖ Les figures OPM sont relativement plates pour les tufs non plastiques ( $I_p < 5$ ) c'est à dire que la densité optimale est peu affectée par une variation de teneur en eau. Pour les tufs ou il y'a présence d'argile ( $I_p > 10$ .) les courbes proctor sont pointues, la densité chute fortement lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale.

### II.3.8 L'essai de portance CBR

- L'essai de poinçonnement CBR est souvent réalisé sur les matériaux d'encroûtements calcaires, car le résultat de cet essai est retenu dans les spécifications de nombreux pays. L'essai est réalisé soit immédiatement soit après quatre (04) jours d'immersion. Les conclusions générales suivantes peuvent être émises après examen des résultats des indices CBR.

❖ Les résultats de l'essai CBR immédiat sont très variables selon les caractéristiques du tuf étudié. Les valeurs de l'indice CBR sont d'autant plus élevées que le matériau comporte un squelette dur, elles varient de 50 à 100.

❖ L'indice CBR après immersion, auquel les spécifications font le plus souvent référence, chute par rapport à l'indice immédiat en fonction de la présence d'argile. Il est en général compris entre 30 et 100 [9].

## II.4 SYNTHÈSE DE SPÉCIFICATION GÉOTECHNIQUE EXISTANTE

Le tuf est répandu dans de nombreux endroits à travers le monde, essentiellement dans les régions semi-arides et arides au relief relativement plat comme nous l'avons cité auparavant.

Son abondance a conduit de nombreux pays à l'utiliser de façon courante et donc à établir des normes géotechniques à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantiers. Ces normes sont empiriques et ne sont pas unifiées pour tous les pays utilisateurs de ce matériau.

### II.4.1 Présentation des spécifications existantes

Nous avons joint en annexe II les spécifications utilisées ou proposées en Algérie, l'Argentine, la Tunisie et l'Afrique du Sud:

a/- Spécifications de l'Argentine (Province de la pampa) pour tufs calcaires utilisés en couche de base ou de fondation pour un trafic  $< 200 \text{ PL/J}$  ( $> 5 \text{ T}$ ) et recouverte d'une couche de roulement en enrobés bitumineux. Les caractéristiques retenues pour ce pays sont ; la granulométrie, limites d'Atterberg, indice CBR immergé et le coefficient Los Angeles [9].

b/- Spécifications tunisiennes : Proposées par le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves et des renforcements ( Août 1984) Les restrictions ont été faites sur la granulométrie qui doit s'insérer dans un fuseau de spécification ; Indice de plasticité, pourcentage de carbonates, sulfates et chlorures[9].

c/- Propositions de spécification de l'Afrique du sud pour les matériaux d'encroûtements calcaires utilisés comme couches d'assises de chaussées revêtues d'un enrobé bitumineux ou pour les routes non revêtues par Netterberg [9].

d/- Propositions de spécification pour les tufs d'Algérie par STRUILLOU et ALLOUL : Les caractéristiques visées en Algérie dépendent des zones climatiques, du trafic prévu et de son utilisation soit en couche de base ou de fondation.

Les restrictions sont appliquées sur la granulométrie, le coefficient Los Angeles (dans la zone II et III), indice de plasticité, indice CBR immergé, le pourcentage de carbonate et du gypse et le taux de sel dans le cas des tufs gypseux utilisés seulement en zone IV [9].

e/- Version « 0 » des spécifications en Algérie établies par le C.T.T.P (2000) : Les restrictions sont appliquées sur la granulométrie, les limite d'Atterberg et le taux de carbonates [8].



## II.4.2 Comparaison des différentes spécifications

Tableau II.1- Tableau comparatif des différentes spécifications

Caractéristique		Algérie	Tunisie	Argentine	Version « 0 »	Afrique du Sud
D max (mm)	F		< 40	< 38	20 - 40	19 - 53 (dépend du trafic)
	B		< 20			
% < 80 µm max	F	≤ 30	< 20	5 - 20	22 - 32	
	B		(lu sur fuseau)	3 - 10		
% < 0,425 mm max			10 - 30 (lu sur fuseau)	10 - 30	36 - 52	15 - 55
limite de liquidité		—	—	< 30	< 40	25 - 40 en fonction du trafic
Indice de plasticité		< 10 Zone II < 13 Zone III < 16 Zone IV	< 10	< 6	< 15	8 - 15 en fonction du trafic
Indice CBR après immersion	F	40-100 Zone II et III	—	> 40		60 - 100 en fonction du trafic
	B	30-90 Zone IV (dépend du trafic)		> 80		
Coefficient los Angeles max	F	100	—	—		—
	B	35 - 100 en fonction du trafic		< 45		
% Carbonate Ca CO <sub>3</sub>	F	> 60	> 40	—	45	—
	B	> 70	> 50			
% Sulphates Ca SO <sub>4</sub>		Trace Zone II 5 Zone III	< 3	—		—

La comparaison de ces différentes spécifications n'est pas très aisée du fait que les caractéristiques retenues ne sont pas unifiées pour tous les pays. Effectivement il y'a ceux qui tiennent compte du trafic (exemple : Afrique du sud et l'Algérie) d'autres qui prennent en considération l'utilisation des tufs en couche de fondation ou en couche de base (voir tableau II.1). L'Algérie qui, en plus de considérer le trafic et la destination du matériau, a introduit la notion de zone climatique qui est une chose très judicieuse surtout que la présence des encroûtements calcaires ainsi que le comportement de la chaussée dépend du climat.

Pour ce qui est des caractéristiques communes à tous les pays sus-cités, une comparaison est possible cependant on constate que pour un même objectif (climat – trafic – utilisation) les spécifications sont différentes par le niveau d'exigence. Soit, par exemple, lorsqu'une

caractéristique est imposée par l'Algérie – Tunisie – l'Argentine comme la fraction  $< 0,08$  mm, le seuil fixé est différent.

En résumé les conditions retenues pour chaque pays sont les suivantes :

Algérie : - Trafic

- Zone climatique

- Utilisation de matériau en couche de base ou de fondation

Tunisie : - L'utilisation du tuf en couche de base ou de fondation est retenue seulement.

Argentine : - Un seuil de trafic est fixé à une valeur maximale de 200 PL/J ( $> 5$  T)

- Utilisation du tuf en couche de base ou de fondation

Afrique du sud : - Trafic

- Utilisation du matériau en couche de base ou de fondation

### II.4.3 Conclusion et proposition de spécification des tufs calcaire commune

Nous concluons que les spécifications de l'utilisation du tuf en corps de chaussée proposées par STRUILLLOU et ALLOUL pour l'Algérie présentent l'intérêt d'avoir introduit la notion de zone climatique composée de trois (03) classes : Zone II,

Zone III,

Zone IV,

Dont les pluviométries sont définies précédemment. C'est un facteur indispensable à prendre en compte vu la sensibilité de ce matériau à l'eau.

Donc, pour l'établissement de spécifications communes et acceptables par la plupart des pays utilisateurs de ce matériau, il serait souhaitable d'introduire la notion de zone climatique ou la proposition de STRUILLLOU et ALLOUL pourrait être retenue en plus de la considération de niveau de trafic qui n'est pas prise en compte par les spécifications tunisiennes.

Entre autre, les spécifications devront élargir l'utilisation du tuf et non pas se limiter seulement à une utilisation en couche de base ou en couche de fondation en considérant son utilisation dans les accotements, en couche de forme, assises de pistes ou de routes non revêtues ou protégées par un enduit superficiel.

Concernant les exigences, les seuils imposés semblent assez bien cernés pour l'indice de plasticité et pour l'indice CBR après immersion [9].

L'influence de la teneur en carbonate, la valeur de l'essai au bleu ainsi que le minimum de résistance à obtenir après quatre (04) jours de conservation à 55°C (prise seulement en considération dans les spécifications de STRUILLLOU et ALLOUL pour la zone IV) serait à prendre en compte par l'ensemble des pays utilisateurs de ce matériau et nécessite des études communes et des constatations sur chantier pour fixer des seuils [9].

## II.5 CONCLUSION

La grande majorité des assises de chaussées sont constituée de matériaux grenus stabilisés mécaniquement.

Les tufs calcaires sont des matériaux peu coûteux qui constituent une ressource de substitution considérable pour l'Algérie et bien d'autres régions aride et semi-aride dans le monde. Au vu

de l'expérience capitalisée dans le domaine de la construction routière, il serait opportun de procéder à une démarche plus globale impliquant tous les pays utilisateurs bénéficiant des mêmes conditions climatiques, pour sortir ces matériaux du cadre local à un cadre plus universel. Il convient pour cela de leur appliquer des normes géotechniques routières en fonction de leur identification précise et d'un zonage géoclimatique. Nous pouvons citer comme référence la proposition d'utilisation de tufs en corps de chaussées de Alloul-Strouillou.

## Chapitre III

# STABILISATION DES TUFS CALCAIRES

## Chapitre III

# STABILISATION DES TUFS CALCAIRES

### III.1 INTRODUCTION

Les caractéristiques géotechniques des matériaux d'encroûtements calcaires, et notamment leur faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic et dans certains cas ces caractéristiques n'atteignent pas les seuils fixés par les spécifications usuelles, ce qui exclut l'utilisation d'une large gamme de matériaux ne répondant pas à toutes les exigences. Les techniques de stabilisation sont à envisager pour améliorer les caractéristiques des matériaux à notre disposition.

D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquente de fines argileuses les rend sensibles à l'eau. Ainsi, le mélange de sable peut dans certains cas pallier un excès de plasticité.

### III.2 PROBLEMES DE CONSTRUCTION ROUTIERE AU SAHARA [17]

Le fait désertique et l'immensité du Sahara, sont deux caractères qui ont induit beaucoup d'obstacles parmi ces problèmes, nous citerons les suivants :

#### III.2.1 Problèmes d'ordre climatique

Le Sahara est un pays très chaud (50°C à l'ombre) et il fait quelque fois très froid (-5°C).

Le Sahara est aussi un pays où l'hygrométrie est toujours très basse 10 à 45 %.

Les conséquences du point de vue routier de ses sévères conditions climatiques peuvent se résumer ainsi :

- ❖ L'eau manque ou revient à un prix élevé.
- ❖ Le compactage à la teneur en eau optimum proctor modifié pose des problèmes en raison de l'intense évaporation.
- ❖ Les matériaux compactés s'effritent sous l'effet de la dessiccation et leurs fines redeviennent poussières.

#### III.2.2 Problèmes de ressources en matériaux

- ❖ Il n'y a pratiquement pas de roche dure.
- ❖ Peu de matériaux à gros éléments exceptés les cailloux de regs, tout-venant d'oueds et éboulis.
- ❖ Abondance de matériaux fins dont les encroûtements calcaires et les sables de dunes font partie.

### III.2.3 Problèmes d'ordre économique et technique

L'incidence économique sur la construction se manifeste de différentes façons; mais principalement par :

- ❖ L'utilisation exclusive de matériaux locaux et parfois même empruntés latéralement à la chaussée.
- ❖ La faible consommation de produits d'apport tel les liants.

Les conditions climatiques, l'absence de matériaux traditionnels, l'insuffisance de qualité de ceux disponibles, ont également influencé les techniques d'exécutions. On leur doit le recours aux liants, au moins que chaque fois que la stabilisation mécanique s'est révélée médiocre pour une chaussée ayant à supporter un trafic lourd.

## III.3 SOLUTIONS APORTEES PAR LA STABILISATION

De l'exposé des divers problèmes qui se posent pour la construction routière au Sahara, il ressort que l'aide attendue de la stabilisation chimique du matériau concerne principalement les points suivants :

### III.3.1 Amélioration globale de la cohésion et du frottement interne pour compenser l'insuffisance de qualité des matériaux

Le frottement interne et la cohésion sont les deux notions de base de la mécanique des sols. C'est de leur combinaison que résulte la portance de chaque couche de chaussée. La stabilisation revient donc à modifier une combinaison par une autre plus favorable vis à vis de tel ou tel facteur de dégradation de la chaussée. C'est la cohésion qui est la plus souvent mise en jeu dans tous les types de stabilisation, soit parce qu'il est nécessaire d'en créer où d'en ajouter, soit parce qu'il est nécessaire de « contrôler » le cohésif lui-même qui, dans un sol naturel, est exclusivement l'argile (facteur néfaste) [17].

### III.3.4 Amélioration de la tenue à l'eau (de la nappe phréatique proche de la surface)

Cet aspect de la stabilisation n'a pas été négligé. En effet, il pourrait suffire d'une pluie pour compromettre la solidité de l'ouvrage réalisé. Toutes les régions du Sahara ne présentent pas les mêmes aridités. Les remontées capillaires sont puissantes ; or, la chape que constitue une piste d'aviation ou un revêtement de chaussée les stoppe brutalement. Des mesures de teneur en eau on révélé dans les chaussées revêtues, des teneurs de l'ordre de 5 % en hiver en dehors de la période pluvieuse. De ce fait, il paraissait intéressant d'améliorer la tenue à l'eau afin d'en permettre l'extension d'emploi limité aux zones très sèches. Les sols – ciments, sols – chaux et sols – bitume semblent les mieux convenir pour l'amélioration de la tenue à l'eau [17].

Ces améliorations peuvent être obtenues soit par stabilisation chimique, soit par mélange de matériaux.

## III.4 MELANGE TUF AVEC D'AUTRE GRANULAT

### III.4.1 Mélanges de tufs et sable de dune

Dans de nombreuses régions, les tufs calcaires et les sables de dunes présentent la seule ressource en granulats routiers. Cette solution, quand les conditions du site le permettent, offrirait les avantages suivants [6] :

a) - **Sur le plan économique** : L'utilisation de sable de dune permet une économie de transport, d'extraction du tuf.

b) - **Sur le plan technique** : L'incorporation du sable de dune permet l'amélioration des caractéristiques géotechniques du mélange, il augmente le frottement interne, améliore la portance et diminue la plasticité du tuf.

#### III.4.1.1 Les sables du Sahara [10]

##### A/ – Genèse

On appelle couramment sables les matériaux dont le diamètre maximal est inférieur à 6,3 mm et dont le passant à 80  $\mu\text{m}$  n'excède pas 35 %.

Les sables sont le résultat d'un processus souvent complexe d'érosion et de sédimentation comportant à des degrés divers une décomposition sur place des différentes roches suivies d'un transport fluvial (fleuve) et parfois éolien (vent). La plus grande partie des formations sableuses est constituée de quartz qui devient de plus en plus abondant à mesure que la taille des grains décroît. Les grains de sable peuvent se présenter sous des aspects différents :

- ❖ Grains émoussés et luisants (usure due au déplacement par l'eau)
- ❖ Grains ronds (déplacement par le vent)
- ❖ Grains non usés

##### B/ – Types de sable saharien

Les différents types de sable saharien sont [7] :

❖ **Dépôt alluvionnaire** : Les sables rencontrés au Sahara sont des sables de rivières, soit dans certains oueds à écoulement fréquent de la bordure de l'Atlas (dépôts actuels), soit dans les lits d'anciens oueds dont l'écoulement remonte à des époques géologiques antérieures.

❖ **Sables éoliens** : il s'agit essentiellement des sables de dunes plus ou moins fins, à granulométrie serrée ou très serrée.

❖ **Sable de regs** : Le reg est une formation de surface qui recouvre de vastes zones plates ou à relief très mou ou l'action du vent a balayé le sable fin et enrichie la surface d'éléments plus cailloux, gravier, gros sable qui se trouvent disposés d'une manière régulière.

❖ **Sable géologique en place** : On peut ranger sous cette dénomination des formations continentales des sols fins, tel que les sables argileux du continental intercalaire (appelé parfois Albien) qui affleure à la bordure ouest et sud du Sahara central et oriental : Reggan – Adrar – In Salah – Plateau du Tahouratine.

##### C/ – Classification .

L'intérêt d'une classification est de regrouper en familles les matériaux qui présenteront des points communs soit dès leur genèse, soit dans leur comportement lié à un usage. On conçoit de ces conditions que les classifications sont diverses selon l'usage envisagé, chacune répondant à une fonction et de ce fait ne peuvent être unique.

Il existe donc des classifications géologiques, pédologiques et géotechniques.

En ce qui concerne l'usage des sables en construction routière ( les terrassements, couche de forme, les assises de chaussées traitées par un liant ) la classification utilisée en terrassement et couche de forme est surtout axée sur la sensibilité à l'eau des matériaux, sur leur état naturel et sur la taille des gros éléments qui les constituent [7].

Tableau III.1- Catégories des sables

Granulométrie Classe	> 2mm	0.5 – 5 mm	0.2 – 2mm	< 0.5 mm	< 0.08 mm
Grossier	>20 %	> 50%			
Moyen	< 20%		> 50%		< 35%
Fin				> 75%	

#### III.4.1.2 Utilisation du sable de dune

D'après Fooks et Higgin botham (1968) le Sahara est constitué d'environ 40 % de montagnes désertiques, 15 % de plaines désertiques et 30 % de dunes de sable, le reste étant constitué de Sebkhass, de Chotts, etc...

Le Sahara, quant à lui, couvre environ le tiers du continent africain.

Ces chiffres montrent bien l'intérêt que l'on doit apporter à la construction routière dans le Sahara, qui reste fort démunie en infrastructures, et aussi l'importance que l'on doit accorder au sable dans toute investigation visant la valorisation des matériaux locaux dans ces lieux.

En conséquence à leurs abondances, leur utilisation 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 à 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. L'utilisation de sable de dune seul ne peut être envisagée malgré la facilité qu'il présente au reprofilage, car sa stabilité de surface est souvent incertaine, ce qui augmente la résistance au roulement et provoque parfois des enlissements (Autret, 1989), mais il pourrait être mélangé avec d'autres matériaux tel que le tuf calcaire [10].

#### III.4.1.3 Résultats expérimentaux [6]

Le mélange de tuf avec le sable de dune paraît tout à fait intéressant que ce soit sur le plan technique ou sur le plan économique. Malgré cela il a fait l'objet d'un certain nombre d'études limitées.

Nous présenterons dans ce qui suit des résultats d'essais géotechniques d'une étude au laboratoire entreprise par Ben-Dhia, portant sur l'incorporation de sable de dune dans les matériaux routiers, plus précisément le tuf calcaire.

Dans son approche expérimentale, il a utilisé le tuf calcaire mélangé en proportions variables avec du sable de dune et déterminer ensuite les caractéristiques géotechniques des mélanges.

Les critères de jugement des formules sont :

- ❖ Une portance maximale
- ❖ Un poids volumique maximal



❖ Une plasticité maximale

Le sable est mélangé avec le matériau de base (tuf calcaire) au pourcentage suivant : 5, 15, 25 et 35 %. Il a été constaté ce qui suit :

❖ L'incorporation du sable de dune améliore d'une manière claire la portance du matériau de base. La figure III.1 illustre ces résultats. On en déduit que l'indice CBR immédiat atteint une valeur maximale (60) à 15 % d'ajout de sable.

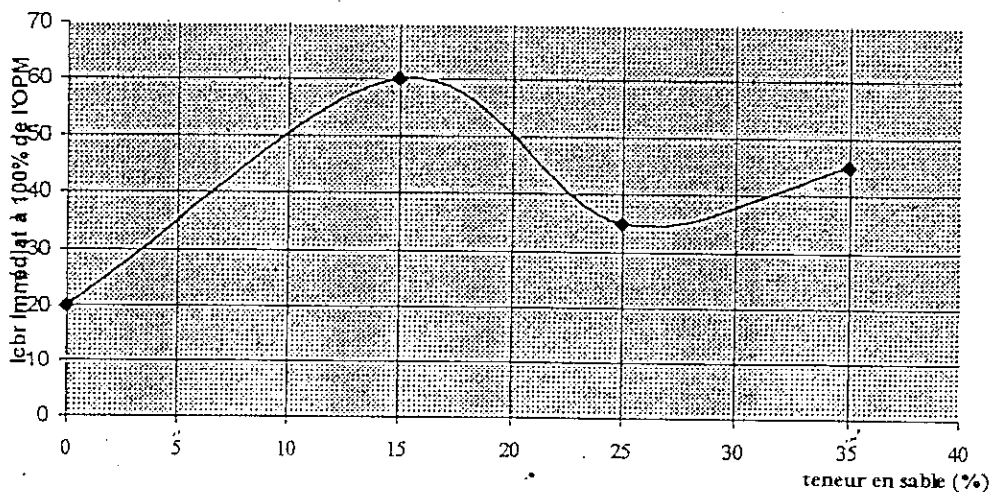


Figure III,1 - Effet de l'incorporation de sable de dune sur la portance du tuf calcaire

❖ Le poids volumique s'améliore aussi ou reste quasi constant lorsque la teneur en sable du mélange augmente jusqu'à 30 %, il décroît légèrement ensuite pour à la valeur relative au sable seul comme le montre la figure III.2.

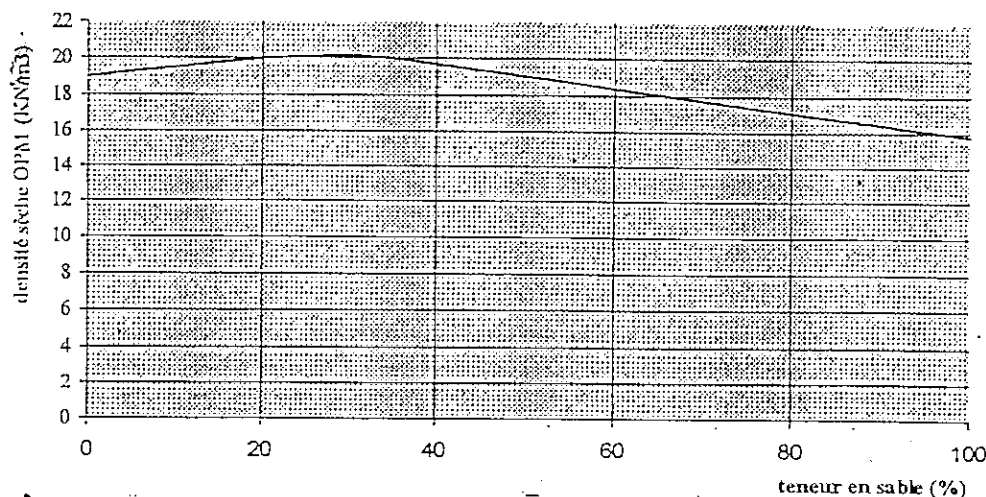


Figure III.2- Effet de l'incorporation de sable de dune sur la densité OPM

❖ Quant à la plasticité, elle diminue au profit d'une nette amélioration de la propreté, qui peut être caractérisée par l'essai d'équivalent de sable. La figure III.3 montre l'évolution

de la valeur de l'équivalent de sable en fonction de l'augmentation de la proportion de sable de dune dans les mélanges.

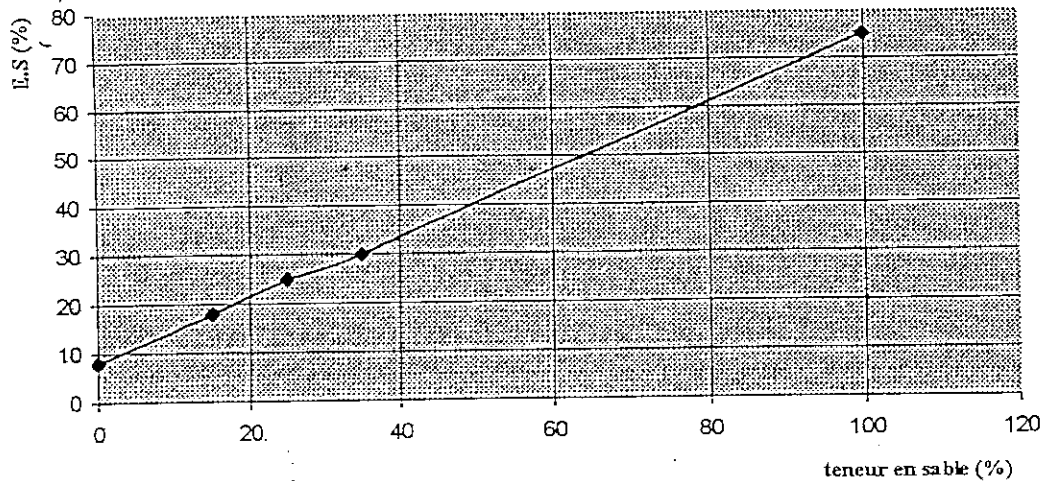


Figure III.3 -Effet de l'incorporation de sable de dune sur la valeur de l'équivalent de sable des mélanges

#### III.4.1.4 Conclusion

Il a été retenu de cette étude que jusqu'à 25 % environ de sable de dune, le matériau obtenu a des caractéristiques géotechniques comparables à celles du matériau de base, sinon meilleurs.

#### III.4.2 Mélanges de tufs et de graves [9]

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).

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 [9].

Le mélange est réalisé en place à la niveleuse à partir de matériaux approvisionnés en cordons. Il comprend le plus souvent :

- ❖ 50 % de grave (0/50 de scalpage par exemple)
- ❖ 50 % de tuf à forte teneur en fines (entre 20 et 50 %)

Le comportement de ces mélanges semble bon si le tuf n'est 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 recouverte ou non par un enduit superficiel.

L'association d'un tuf fin et d'une grave à fort squelette concilie en effet les avantages de ces deux matériaux (forte cohésion pour le tuf, résistance à l'érosion pour la grave) cette solution, dans les régions où elle est possible, offrirait les avantages suivants :

- ❖ Economie de matériaux noble (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 n'est pas revêtue, ou constituant des points d'accrochage lorsqu'un enduit superficiel est prévu.

### III.4.3 Mélanges de tuf – sable – bitume [9]

Cette technique est actuellement propre à l'Argentine. Elle est suffisamment développée dans ce pays et les résultats obtenus sont suffisamment remarquables pour que cette technique soit considérée. Cette technique est ancienne, elle permet, à partir de deux matériaux « marginaux » (tuf tendre et sable fin) de réaliser des assises de chaussées traitées au bitume. Le comportement de ces structures réalisées en Argentine est globalement jugé très bon. Le seul défaut de cette technique réside dans la nécessité d'utiliser une teneur en bitume très élevée (8 à 10 %), ce qui rend cette solution peu économique dans les pays non producteurs de bitume. Elle repose sur des idées de base suivantes :

- ❖ Enrober les gros éléments 5/20 mm de tufs très friables dans un mortier bitumineux rigide qui les protège de l'attrition sous les contraintes de la circulation ;
- ❖ Réaliser un mortier bitumineux performant en rigidifiant fortement un bitume routier traditionnel par un fort pourcentage de fines calcaires amenées par le tuf.

#### III.4.3.1 Formulations

Les formules traditionnelles mises en œuvre pour chaque chantier à l'issue d'une étude de formulation comportant en principe :

- ❖ 50 à 65 % de tuf
- ❖ 50 à 35 % de sable siliceux
- ❖ 8 à 10 % de bitume 70/100.

A titre d'exemple, nous citerons ici, la formule retenue pour un des chantiers réalisés en Argentine, qui est la suivante :

- ❖ Tuf calcaire 65 %
- ❖ Sable siliceux 35 %
- ❖ Bitume 70/100 9 %

Elle a conduit aux performances suivantes :

- ❖ Densité Marshall 2,02
- ❖ Compacité Marshall 93 %
- ❖ Stabilité Marshall 500 à 600 kg
- ❖ Fluage Marshal 2 mm

## III.4.3.2 Résultats expérimentaux [10]

Nous présenterons ici les résultats d'une étude entreprise en Algérie sur l'appréciation du comportement mécanique du mélange tuf – sable de dune – bitume en réalisant les essais de laboratoire suivants :

- ❖ Essai Driez dilaté pour la couche de base (0/20)
- ❖ Essai Marshall
- ❖ Essai Driez normal  pour la couche de roulement (0/14)

La formule retenue pour cette étude est la suivante :

- ❖ Le taux de tuf calcaire provenant de Biskra 65 %
- ❖ Le taux de sable de dune provenant de Biskra 35 %
- ❖ Le taux de bitume 60/70 variant 6 – 6,5, 7 – 7,5 % successivement.

Les résultats finaux de cette étude sont représentés dans le tableau suivant :

Enrobés bitumineux		Enrobés classique	Tuf - Sable - Bitume	
			ALGERIE	ARGENTINE
Couche de base	Granulats	Grave-bitume	Tuf calcaire 65% sable de dune 35%	/
	Bitume (%)	(60/70) 3,7 à 4,2	(60/70) 6,50%	/
	R (kg/cm <sup>2</sup> )	> 50	43,37	/
	R'/R	> 0,65	0,51	/
	Compacité (%)	88 à 96	82,97	/
Couche de roulement	Granulats	Béton bitumineux	Tuf calcaire 65% sable de dune 35%	Tuf calcaire 65% sable siliceux 35%
	Bitume (%)	(60/70)	(60/70) 7,5	(70/100) 9
	Stabilité (kg)	> 800	890	500 à 600
	Fluage (mm)	< 4	1,41	2
	Compacité (%)	97	92,44	93
	Densité Marshall	/	1,90	2,02

Tableau III.2 – Résultats finaux de la formulation

Les résultats obtenus de cette étude sont considérés par l'auteur comme prometteurs et ouvrent de nouveau horizon et rend possible l'utilisation de cette technique en Algérie pour la réalisation de couche de base ou couche de roulement.

En dernier, on mentionne que la solution de tuf – sable – bitume est utilisée en Argentine pour réaliser des assises de chaussées protégées par un enduit superficiel dans le cas de chaussées faiblement ou moyennement circulées.

Dans le cas de chaussées moyennement ou fortement circulées, elles sont alors recouvertes par des couches de roulement en béton bitumineux de 5 à 6 cm.

Donc, l'utilisation de cette technique en couche de roulement mériterait une attention particulière, des études supplémentaires et des planches d'essai à dimension réelle avant de se prononcer définitivement.

### III.5 TRAITEMENT DES TUFS CALCAIRES AUX LIANTS HYDRAULIQUES

Un très large développement des traitements des sols en construction routière est constaté au cours de la dernière décennie. Les objectifs pouvant être visés dans le traitement des sols sont de nature très différente. En effet, ce terme est utilisé, d'une manière générale pour désigner toute opération qui consiste à mélanger un sol naturel avec un liant hydraulique, aérien ou autre, que ce soit en vue de lui apporter une amélioration immédiate, même provisoire, pour permettre sa mise en œuvre en corps de remblai dans des conditions satisfaisantes. Ou que ce soit pour augmenter considérablement ses caractéristiques mécaniques à moyen et long terme pour l'utiliser comme matériau de couche de chaussée. [20]. Il est donc nécessaire avant d'entreprendre une étude de traitement de sol, de fixer au préalable l'objectif visé.

Le traitement des tufs calcaires par un liant vise un double but [5].

- ❖ D'une part, rendre les tufs insensibles à l'eau,
- ❖ Et d'autre part, améliorer ses performances mécaniques afin de permettre leur utilisation pour réaliser des chaussées à très fort trafic.

#### III.5.1 Les produits de traitement et leurs effets [19]

La chaux et le ciment sont les liants hydrauliques les plus classiquement employés pour améliorer les sols ou renforcer les matériaux. Leur action résulte essentiellement de l'effet de prise et de cristallisation de leurs constituants par hydratation. Lorsque les ressources locales permettent d'en disposer, le laboratoire doit étudier la possibilité d'utiliser aussi les pouzzolanes naturelles, les cendres volantes et les laitiers [18].

##### III.5.1.1 La chaux Aérienne

Elle est obtenue par décarbonations du calcaire ( $\text{CO}_3 \text{Ca}$ ) à une température d'environ  $900^\circ\text{C}$  suivant la réaction :  $\text{CO}_3 \text{Ca} + 50 \text{Kcal} \longrightarrow \text{Ca O} + \text{CO}_2$

La réaction étant réversible, la chaux vive produite peut, après hydratation par l'humidité ambiante, se carbonater lentement sous l'action du  $\text{CO}_2$  atmosphérique avec formation d'une prise à l'air d'où la qualification de « chaux aérienne »

La chaux aérienne peut exister sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte et lait de chaux.

La chaux éteinte est la plus utilisée du fait qu'elle est la moins nocive.

##### III.5.1.2 Les liants hydrauliques

Les liants hydrauliques sont des produits qui en présence d'eau, s'hydratent en donnant naissance à des espèces cristallines insolubles et résistantes qui agglomèrent les éléments granulaires du sol.

Ce phénomène, dénommé couramment « prise hydraulique » confère au sol une cohésion permanente.

Les liants hydrauliques concernés par la technique du traitement des sols sont essentiellement les ciments.

**A/- Chaux:**

Les caractéristiques de la chaux vive et de la chaux éteinte à utiliser sont présentées dans le tableau ci après :

**Tableau III.3 - Spécification pour la chaux vive et la chaux éteinte**

CHAUX VIVE	CHAUX ÉTEINTE
Critère granulométriques	
1. classe granulométrique 0/2mm	passant au tamis de 80µ > 90%
2. passant au tamis de 200µ > 90%	
3. passant au tamis de 80µ > 50%	
Critères chimiques et de réactivité	
1. teneur en chaux libre > 80%	teneur en chaux libre > 50%
2. teneur en chaux libre < 05%	
3. Test de réactivité à l'eau	
La température finale minimale doit atteindre 60°C au bout de 25 mn	

**b/- Ciments :**

Les ciments sont classés selon leur composition en CPA ( ciment Portland artificiel ) contenant au moins 97 % de clinker, le reste étant constitué d'ajouts divers, CHF (ciment de haut fourneau ) contenant 40 à 75 % de laitiers, du clinker et du filler ( moins de 03% ), CLK (ciment laitier au clinker) contenant au moins 80 % de laitiers.

Les CPJ et les CLK sont recommandés par les cimentiers pour les traitements des sols, mais les CPA sont aussi très couramment utilisés et des ciments routiers à caractéristiques adaptées aux techniques routières sont disponibles sur le marché. Ces ciments réservés aux assises de chaussées, sont de moutures moins fines et à faible retrait.

**Tableau III.4 - Composition des différents ciments**

Symbole	Clinker %	Laitier %	Cendres %	Fillers %	Total
CPA	≥ 97	-	-	< 3	100
CPJ	> 65	Constituants secondaires divers : < 35%			100
CHF	60 à 25	40 à 75	-	< 3	100 – 103
CLK	< 20	≥ 80	-	≤ 3	100 à 103
CLC	25 à 60	20 à 45	20 à 45	≤ 3	100 à 103
+					
Produits d'addition selon les pourcentages autorisés					
Gypse	Sels solubles		Agents de mouture		

Tableau III.5 - Classe de résistance

Désignation de la classe	Sous classe éventuelle	Résistance à la compression		
		à 2 jours	à 28 jours	
		Limite inférieure nominale	Limite inférieure nominale	Limite supérieure nominale
35	-	-	25	45
45	Rapide	15	35 35	55 55
55	Rapide	22.5	45 45	65 65
HP (haute adhérence)	Rapide	27	55 55	- -

### III.5.2 Effet de traitement par la chaux des sols fins

L'action chimique de la chaux se traduit par la transformation des argiles potassiques ou sodiques en argiles calciques ; en outre un PH basique conduit à long terme à des effets de recristallisation et de prise.

La chaux vive est la plus active ; elle a les effets suivants :

- ❖ Assèchement du sol grâce à l'évaporation de l'eau due à la chaleur d'hydratation de la chaux produisant une élévation notable de la température et au malaxage.
- ❖ Production de grumeaux stables non collants, par floculation ;
- ❖ Augmentation de la limite de plasticité entraînant une réduction de l'indice de plasticité ;
- ❖ Aplatissement de la courbe Proctor avec diminution de la densité sèche maximale ;
- ❖ Augmentation CBR ; effectivement, à teneur en eau et à compacité identique, il peut être multiplié par un facteur de 1 à 3, le dosage habituel en chaux vive est de 1 à 3%
- ❖ Renforcement de la structure à long terme dû au phénomène de prise et de cristallisation par combinaison du calcium de la chaux avec les minéraux argileux.
- ❖ La chaux éteinte ( $\text{CaOH}_2$ ) à une action moins rapide, mais est au moins nocive pour le personnel et l'environnement.

Les matières organiques et une forte proportion de micas ont un effet inhibiteur sur la réactivité de la chaux.

On teste l'efficacité de la chaux sur les sols fins au moyen d'essais Proctor normal et CBR à poinçonnement immédiat et après immersion : on cherche habituellement, pour la couche de forme, à obtenir un CBR après immersion d'au moins 25.

Une méthode rapide pour déterminer le dosage en chaux consiste à chercher la quantité de liant nécessaire pour maintenir le PH pendant une heure ( 01 h ) le mélange sol - chaux à 12.40 :

Sous climat chaud, l'activité de la chaux est accrue : un sol fin argileux traité, conservé 06 jours à 40°C peut donner des résistances à la compression de 2 à 3 Mpa.

Le tableau ci après résume les effets immédiats de la chaux vive sur les sols fins [16] :

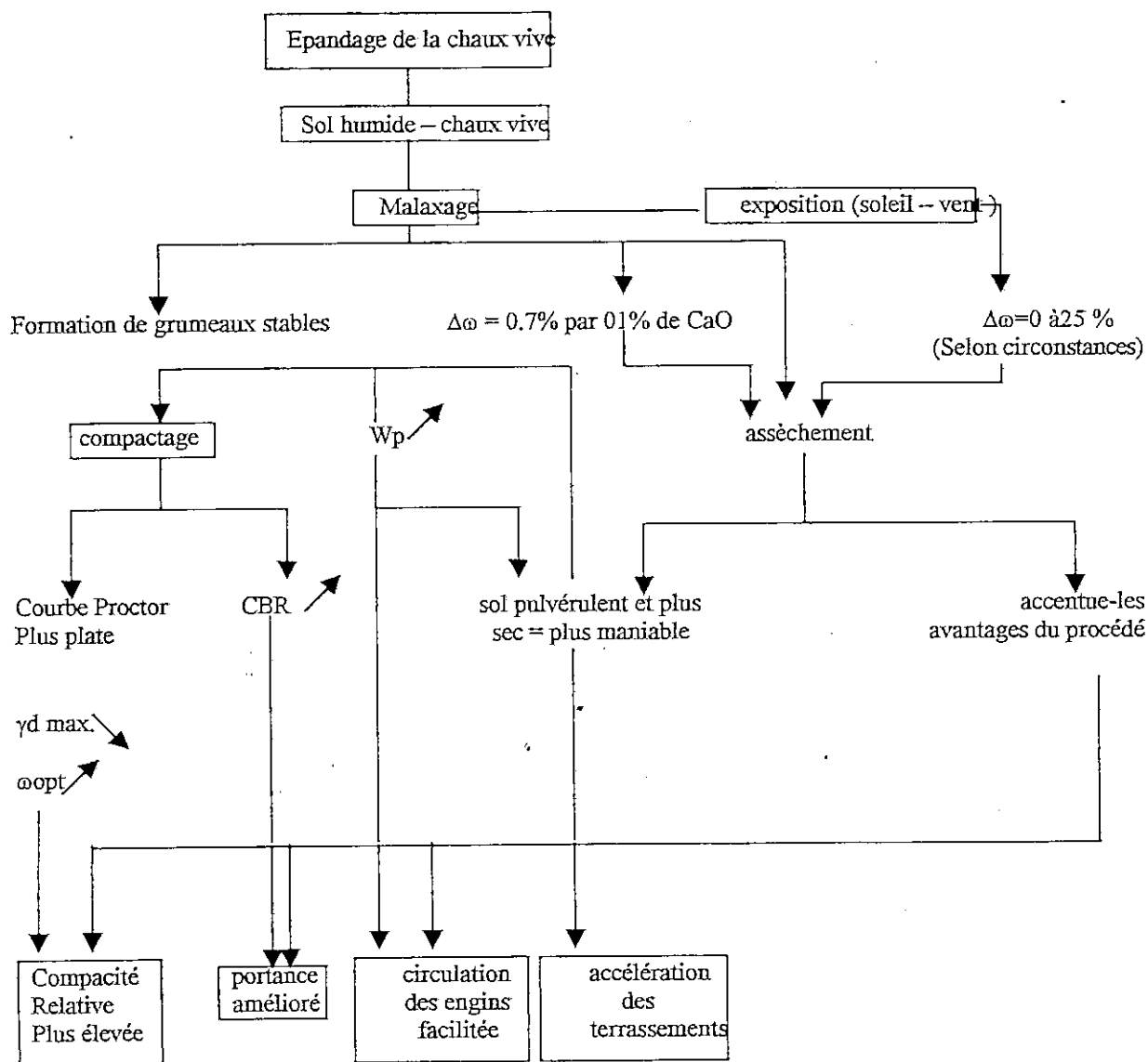


Tableau III.6 - Effets immédiats de la chaux vive.

### III.5.3 Effet de traitement au ciment

Pour renforcer fortement la structure d'un sol ou d'un matériau il est préférable de les traiter au ciment. Un traitement à la chaux peut être nécessaire dans un premier temps pour abaisser la plasticité et rendre plus efficace l'action du ciment.

Une quantité minimale de ciment est nécessaire pour produire une action de cimentation significative des grains du matériau qui acquiert une forte cohésion et, corrélativement, après une période de cure suffisante, des caractéristiques mécaniques élevées. Cette technique connaît un grand développement en permettant d'utiliser, notamment en couche de base, des matériaux naturels à performances intrinsèques un peu faibles.

Le succès du traitement au ciment dépend d'un certain nombre de règles à respecter pour sa réalisation. Il faut notamment veiller à obtenir un mélange homogène, surtout si le mélange est opéré in situ.



La fissuration précoce du matériau traité, due au retrait hydraulique difficilement évitable, peut être limitée en opérant à la teneur en eau la plus faible possible ce qui rend le compactage difficile alors qu'il est indispensable, pour la durabilité des matériaux traités, qu'ils soient très énergiquement compactés.

Les températures élevées, même en ajoutant des retardateurs de prise, conduisent à une prise rapide du ciment qui rend les reprises inefficaces [16].

### III.5.4 Précautions générales de mise en œuvre des matériaux traités aux liants hydrauliques

La réussite des couches de chaussées en matériaux traités aux liants hydrauliques requiert de veiller plus particulièrement à l'exécution de certaines opérations :

- ❖ Malaxage, surtout s'il est réalisé in situ ;
- ❖ Transport des mélanges, dont il faut éviter l'assèchement en bâchant les camions ;
- ❖ Compactage à effectuer avant le début de prise du ciment rendu difficile par les teneurs en eau faibles requises pour assurer de bonnes performances à long terme ;
- ❖ Protection des couches traitées par des imprégnations et respect des délais de cure pour permettre une prise du ciment ( en général, pas de circulation autorisée avant 07 jours ).

### III.5.5 Etude en laboratoire de traitement des tufs au liant hydraulique [5]

Une étude a été entreprise par Ben Dhia (Tunisie) relative au traitement de tufs calcaires par divers liants hydrauliques, réalisée au laboratoire régional des ponts et chaussée d'Autun – France.

Deux tufs calcaires différents par leur teneur en carbonate et leur propreté (E.S) concassés sous forme de granulats 0/20 mm, ont été traités par 3 % et 6 % de ciment et par 15 % ou 25 % de laitier granulé activé par 1 % de chaux. Sur ces mélanges, il a été étudié l'évolution des résistances en compression entre 0 et 180 jours et le comportement en fatigue par flexion alternée après 80 jours de prise pour le traitement au ciment et 180 jours pour le traitement au laitier granulé.

#### III.5.5.1 Traitement au ciment

Le ciment utilisé est un CPA (ciment Portland artificiel) Les dosages choisis sont 3 et 6% de ciment en masse de tuf. L'évolution des résistances en compression pour les deux tufs est représentée dans le graphique de la figure III.4.

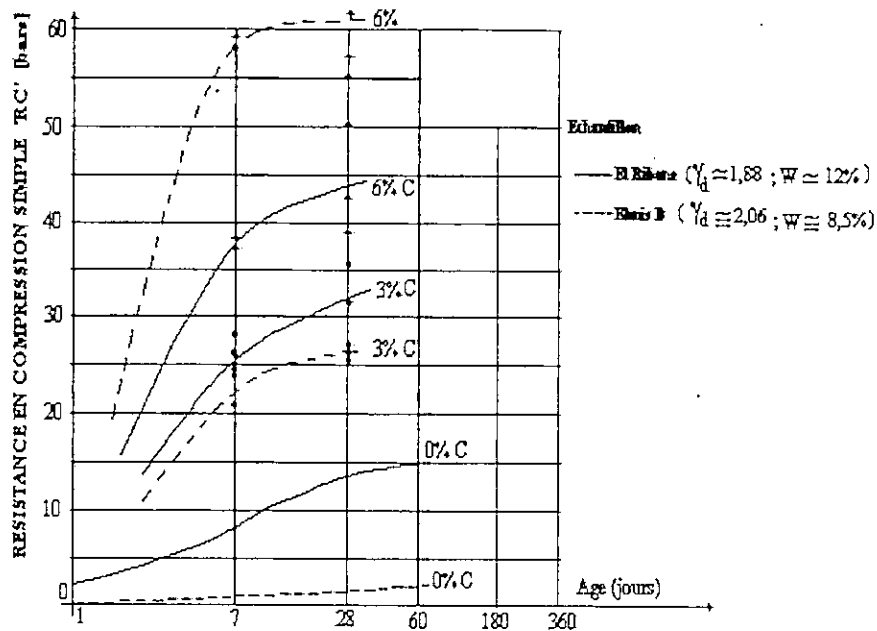


Figure III.4 - Evolution des résistances en compression de deux tufs traités au ciment

Les performances atteintes ont été jugées médiocres par l'auteur, même dans le cas de teneur en liant élevée.

Il a été noté par ailleurs que les résistances à long terme obtenues en traitant le tuf d'El Bibane par 3 % de ciment (3 Mpa environ) ne sont pas beaucoup plus élevées que celles obtenues en laissant durcir le même matériau à l'air sans apport de liant (2 Mpa environ).

Ces résultats sont confirmés par les essais de fatigue en flexion alternée. L'étude de fatigue montre en effet que les tufs traités au ciment résistent mal aux sollicitations répétées.

### III.5.5.2 – Traitement à la chaux

La figure III.5 représente l'évolution des résistances en compression des tufs traités à la chaux au pourcentage de 3% et 6% [5].

Même constatation que pour le traitement au ciment.

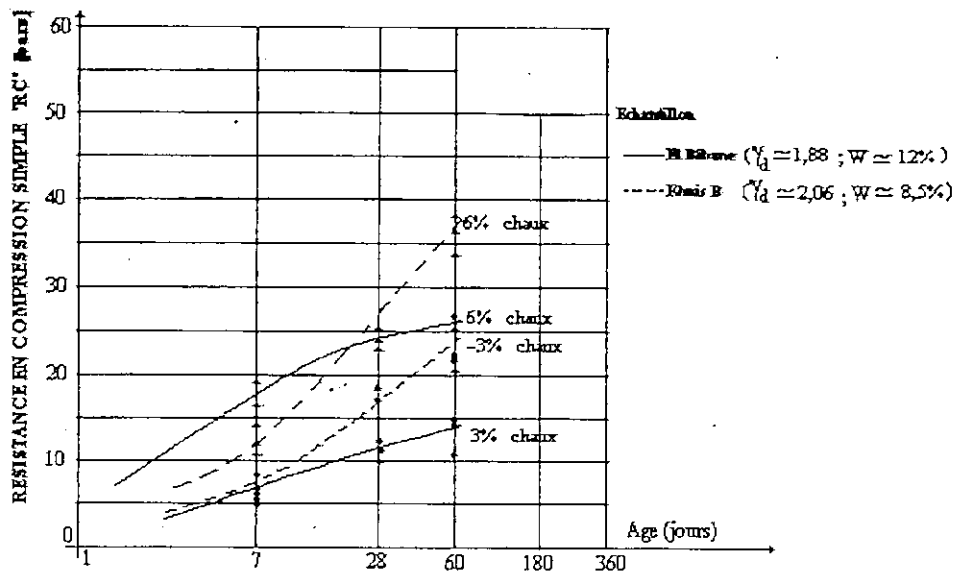


Figure III.5 - Evolution de la résistance en compression simple en fonction de l'âge des deux tufs traités à la chaux

III.5.5.3 Traitement au laitier granulé

L'évolution des résistances en compression des deux tufs traités par 15 % et 25 % de laitier granulé est représentée dans la figure III.6.

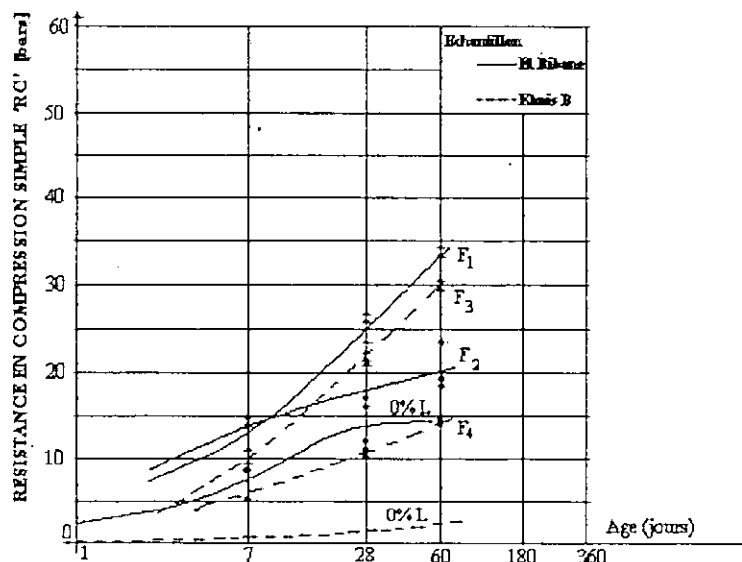


Figure III.6 - Evolution des résistances en compression de deux tufs traités au laitier granulé

Comme pour le traitement au ciment et à la chaux, les performances atteintes sont qualifiées de décevantes même pour une teneur en laitier élevée (25 %). Le comportement en fatigue n'est pas plus favorable.

### III.5.5.4 Conclusion de cette étude

Selon l'auteur, les médiocres performances obtenues après traitement des deux tufs cités auparavant par les liants hydrauliques s'expliquent essentiellement par le fait que les granulats ont des caractéristiques mécaniques inférieures à celle du mortier traité.

Il se forme, au moment du compactage, des fissures à l'intérieur des gros granulats qui réduisent fortement la résistance de l'ensemble du matériau.

Par ailleurs, les gros éléments de tuf, très poreux, absorbent une partie de l'eau du mortier ; ce qui nuit à l'hydratation du liant hydraulique dans cette zone.

En conclusion, il n'est pas possible d'obtenir à partir de granulats de tuf calcaire dont la résistance intrinsèque est médiocre ( $L.A > 70$  pour l'exemple étudié) des performances, après traitement par un liant hydraulique, comparables à celles retenues dans la technique française des graves traitées aux liants hydrauliques.

Des études et expérimentations complémentaires sont à faire, en sachant au préalable qu'il faudra :

- ❖ Utiliser des encroûtements durs (L.A à définir)
- ❖ Limiter la granulométrie à 20 mm maximum, soit lors de la mise en œuvre par compactage énergétique alterné ou avant leur utilisation par criblage du stock et reconcassage éventuel si cela est possible.
- ❖ Veiller à assurer une teneur en eau suffisante pour que se développe la prise hydraulique, teneur en eau qui, selon l'étude que nous venons d'exposer entreprise par Ben Dhia, doit être largement supérieure à celle de l'optimum proctor modifié [5].

## III.6 CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons parcouru des données bibliographiques et des résultats de laboratoire concernant la particularité du mélange de tuf et de sable de dune ainsi que la stabilisation de ce tuf moyennant différents liants. Par ailleurs, nous avons présenté le contexte saharien avec ses caractéristiques climatiques et ses matériaux de constructions. Dans ces régions désertiques, il y'a un grand intérêt à minimiser autant que possible le transport des matériaux et de l'eau ; l'incorporation de sable de dune dans les matériaux peut être une solution convenable pour atteindre cet objectif.

Pour ce qui est des caractéristiques géotechniques souvent faibles des tufs calcaires, le traitement par un liant pourrait être une solution pour étendre leur domaine d'utilisation mais certaines insuffisances ont été signalées nous avons pris soins de les mentionnées au paragraphe ci- dessus.

## Chapitre IV

# ETUDE D'IDENTIFICATION

## Chapitre IV

## ÉTUDE D'IDENTIFICATION

### IV.1 PRESENTATION DE L'ECHANTILLON

Le matériau sélectionné pour effectuer cette étude provient de la wilaya de Bechar, d'un gisement se situant à proximité de l'aérodrome de Bechar. Ce tuf est utilisé pour la réfection de cet aérodrome c'est un tuf à forte teneur en carbonate de calcium ( $\text{Ca CO}_3$  : calcaire).

### IV.2 ANALYSE CHIMIQUE

Cette analyse donne les compositions quantitatives élémentaires du matériau, elle détermine

- Silice : Provient de l'attaque par l'acide chlorhydrique (HCl) à 10 % et à chaud.
- Sulfate : S'obtient par précipitations du sulfate de barym ( $\text{Ba SO}_4$ ) dans le filtrat provenant de l'attaque à chaud par l'acide chlorhydrique à 10 % (exprimés sous forme de gypse)
- Chlorures : Sont déterminés par dosage volumétrique l'aide de la solution de nitrate d'argent.
- Carbonate de calcium : Déterminés à partir du volume de  $\text{CO}_2$  dégagé par attaque de l'acide chlorhydrique.
- Oxydes de fer : Sont obtenus par précipitation de l'ammoniac.
- Oxydes d'aluminium : Sont aussi obtenus par précipitation de l'ammoniac.

Le tableau IV.1 donne les résultats de cette étude :

**Tableau IV.1- Composition chimique du tuf de Bechar**

Éléments	Symboles	Teneur [%]
La Silice	$\text{Si O}_2$	16,94
La Chaux	$\text{Ca O}$	43,34
La Magnésie	$\text{Mg O}$	0,93
L'alumine	$\text{AL}_2 \text{O}_3$	1,38
Oxyde de fer	$\text{Fe}_2 \text{O}_3$	0,59
Sulfate (gypse)	$\text{So}_4 \text{ Ca } 2\text{H}_2\text{O}$	2,21
Carbonate	$\text{Ca CO}_3$	81,64
Les pertes au feu		35,14

L'échantillon de tuf prélevé à la carrière de Bechar est constitué essentiellement de calcaire ( $\text{Ca CO}_3 = 81,64 \%$ ) de la silice (17%). Les autres composants sont à des dosages négligeables.

### IV.3 GRANULOMETRIE [ NF P 18 - 560 ]

L'essai consiste à déterminer les proportions des éléments de différents diamètres d'un matériau en le criblant sur des tamis standards.

Pour notre cas, le tuf étant un matériau friable et sensible à l'eau, cette opération est réalisée par voie humide après immersion totale pendant 24 heures, afin de séparer les particules agglomérées.

La courbe granulométrique de notre tuf est continue et étalée. Elle se trouve partiellement en dessus du fuseau comme nous le montre la figure IV.1.

On en conclut que notre matériau fait partie de la famille III qui englobe les matériaux fins dont la résistance est obtenue principalement par cohésion (annexe I).

Effectivement le pourcentage des fines –  $\varnothing < 80 \mu\text{m}$  – est égale à 40 % .

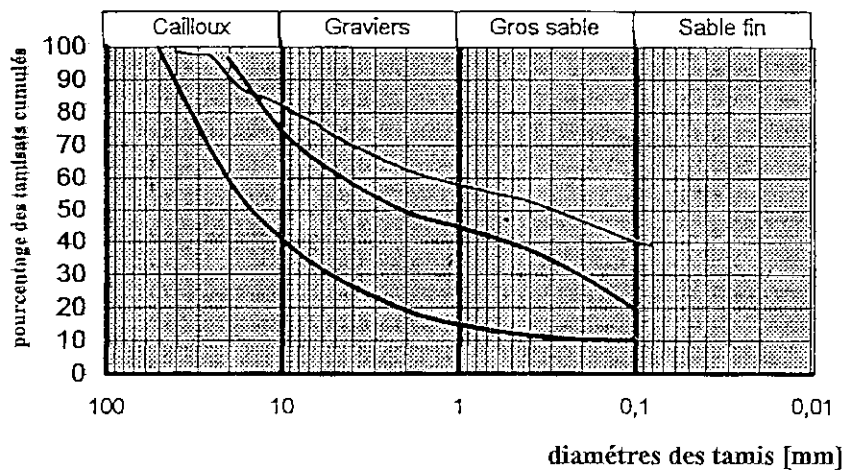


Figure IV.1- Courbe granulométrique du tuf de Bechar

### IV.4 QUALITE DES FINES

Ce sont surtout les fines argileuses qui posent problèmes : un excès d'agile rendra le matériau sensible à l'eau et aux déformations permanentes sous la circulation. Leur appréciation est déterminée par les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai équivalent de sable.

#### IV.4.1 Les limites d'Atterberg [ NF P 94 - 051 ]

Elles se mesurent sur les sols ou matériaux routiers contenant beaucoup d'éléments fins inférieurs 0,080 mm.

Elles sont effectuées sur le mortier, sur la fraction de matériau passant au tamis de 0,4 mm.

Le comportement d'un sol fin remanié contenant beaucoup d'éléments fins dépendra beaucoup plus de sa teneur en eau que de son squelette ou de sa structure caractérisée par la dimension des grains. Dans le cas d'un sol plastique gorgé d'eau, par exemple un sol argileux,

on a une pâte très liquide qui coule librement. Si l'on diminue progressivement, par évaporation, la teneur en eau, la pâte s'épaissit et il arrive un moment où elle ne coule plus.

La teneur en eau correspondante est « **la limite de liquidité** » **WL**.

Le matériau est alors une pâte plastique que l'on peut déformer sans fissuration. Si l'on continue à diminuer la teneur en eau, le caractère plastique disparaît et le matériau se fendille.

La teneur en eau correspondante est alors « **la limite de plasticité** » **Wp**.

Si, par la suite on continue à diminuer la teneur en eau, le volume du matériau diminue régulièrement mais à partir d'une certaine teneur en eau le volume devient constant.

La teneur en eau correspondante est alors « **la limite de retrait** » **Wr**.

L'**indice de plasticité** **Ip** est l'intervalle de teneur en eau dans lequel le matériau reste plastique et déformable sans s'écouler librement, soit **Ip = WL - Wp**

Rappelons que toutes ces valeurs qui caractérisent les sols : **Ip**, **WL**, **Wp**, **Wr** sont des teneurs en eau exprimées en % du poids de matériaux secs.

La limite de liquidité **WL** est déterminée avec l'appareil de Casagrande et peut l'être également avec le pénétromètre à cône LCPC.

Plus l'indice de plasticité d'un sol est grand, plus le caractère argileux de celui-ci est fort : c'est-à-dire une variation de teneur en eau importante pour qu'il passe d'un état à un autre.

Un sol plastique (**Ip** élevé) sera donc très peu sensible aux conditions atmosphériques.

En ce qui concerne notre matériau on a utilisé la coupelle rugueuse vu son caractère sableux.

Les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau IV.2- Limites d'Atterberg

Échantillon	WL (%)	Wp (%)	IP
Tuf de Bechar	40	23,8	16,2

En vertu du tableau IV.2, on constate que l'indice de plasticité de notre matériau est supérieur à 10 ce qui indique qu'il est plastique (contient de l'argile) et conduira à une courbe proctor pointu où la densité chute considérablement lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale comme il est indiqué dans le paragraphe II.3.7.

#### IV.4.2 Equivalent de Sable (ES) [NF P 18 – 598]

L'essai est réalisé sur la fraction granulométrique passant au tamis de 5 mm, il consiste à mettre dans une éprouvette contenant un flocculant de la fraction 0/5 mm du matériau en question.

Ensuite, après avoir subi une agitation mécanique dans le sens de sa longueur pendant 20 minutes, l'éprouvette est mise en position verticale, sans perturbation pour décanter. Enfin, on mesure la hauteur «  $h_1$  » du sédiment et du flocculant «  $h_2$  »

Le coefficient ES est donné par la formule suivante :  $ES = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100$



Les valeurs obtenues s'échelonnent entre 0 et 100 et n'ont pas de signification de quantité d'argile mais donnent une valeur empirique.

Par exemple :

- Pour la valeur 100 le matériau est très propre.
- Pour une valeur au-dessous de 20, cet essai perd sa signification.

Cet essai s'applique aux matériaux routiers faiblement plastique contenant peu d'éléments fins [19][4].

Il est égal pour le tuf de Bechar

<b>ES = 4,83 %</b>
--------------------

Ce résultat est insignifiant, il fait croire à l'existence d'un pourcentage assez important d'argile, ce qui n'est pas sûr. Car une partie des fines calcaires dont la teneur est importante sera piégée dans le floculant, ce qui les assimile à des argiles. Cela conduit à la formation de floculant plus important et à un coefficient E.S faible ; nous compléterons cet essai par l'essai au bleu de méthylène [4].

#### IV.4.3 Essai au bleu de méthylène [ NF P 18 – 592 ]

L'essai est réalisé sur la fraction 0/2 mm. Il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire à la saturation des particules argileuses en suspension dans l'eau et en permanence agitation. La valeur du bleu VB est la quantité de bleu de méthylène absorbé par 100g de matériau.

Pour notre tuf la valeur obtenue est

<b>VB = 0,75</b>
------------------

En faisant référence à la classification retenue pour les sables et applicable pour les tufs [9], nous déduisant que la valeur au bleu de notre matériau est comprise entre 0,5 et 1, donc notre échantillon est pollué et contient ainsi de l'argile. Cela confirme les résultats des limites d'Atterberg à travers lesquels nous avons déduit que notre échantillon est plastique (IP > 10).

### IV.5 LES ESSAIS DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE

#### IV.5.1 Essai Proctor modifié [ NF P 94 – 093 ]

Le principe de base est que l'on compacte avec la même intensité un sol, mais avec des teneurs en eau différentes, on constate que la densité sèche  $\gamma_d$  passe généralement par un maximum.

A l'origine, l'objectif était de connaître l'aptitude au compactage des sols fins pour les terrassements importants.

La généralisation aux sols routiers a imposé d'effectuer des essais avec des énergies de compactage plus élevées. De même l'emploi de matériaux plus grenus a nécessité des dimensions de moules d'essai mieux adaptées aux granulométries plus grosses.

Ce sont les raisons principales de la définition de deux essais :

- ❖ Essai Proctor normal (PN) où on utilise le moule Proctor ( $\varnothing = 101,5$ ).
- ❖ Essai Proctor modifié (PM) où on utilise le moule CBR ( $\varnothing = 152$  mm).

Le Proctor normal est généralement utilisé pour le corps de remblai.

Le Proctor modifié est utilisé pour les couches de formes et les couches de chaussées. Comme notre étude porte sur l'utilisation du tuf en couche de chaussée, nous avons effectué l'essai Proctor modifié.

La courbe Proctor est la présentation graphique de la variation de la densité sèche  $\gamma_a$  en fonction de la teneur en eau, elle permet de donner la teneur optimale en eau donnant le maximum de densité sèche.

La courbe Proctor modifiée de notre échantillon (figure IV.2) est relativement pointue ou la densité chute fortement lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale. Cela a été observé pour les tufs plastiques dont  $I_p > 10$  comme dans le cas de notre matériau ( $I_p = 16,2$ ) [9]

Les valeurs de  $\gamma_a$  sont comprises entre 1,85 et 1,98 t/m<sup>3</sup> pour des teneurs en eau comprises entre 5,83 et 13,44 %.

Les caractéristiques optimales du tuf de Bechar déduites de cette courbe sont :

- ❖ Teneur en eau optimum : 9,5 %
- ❖ Densité sèche maximum : 1,98 t/m<sup>3</sup>

Dans des cas fréquents les densités OPM sont comprises entre 1,7 et 2 t/m<sup>3</sup> et les teneurs en eau sont comprises entre 8 et 15 %. Ce qui est pratiquement vrai pour notre matériau.

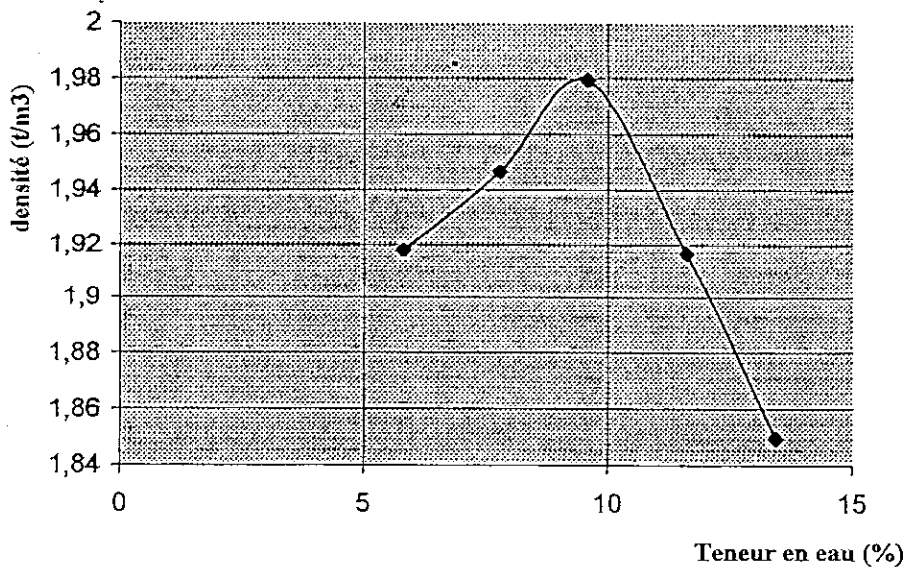


Figure IV.2- courbe Proctor du tuf de Bechar

#### IV.5.2 L'essai CBR (Indice Portant californien) [NF P 94 -- 078]

L'essai de poinçonnement CBR est souvent réalisé sur les matériaux d'encroûtement calcaires, car le résultat de cet essai est retenu dans les spécifications de nombreux pays [9]. Il est réalisé immédiatement après le compactage et après 4 jours d'immersion. Cet essai permet de définir un indice portant ou CBR comme étant un nombre exprimé en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part.

Pratiquement, pour un état de sol donné, le CBR est la plus grande des deux valeurs suivantes :

$\frac{\text{Pression à 2,5 mm d'enfoncement}}{0,7}$  ;  $\frac{\text{Pression à 5 mm d'enfoncement}}{1,05}$

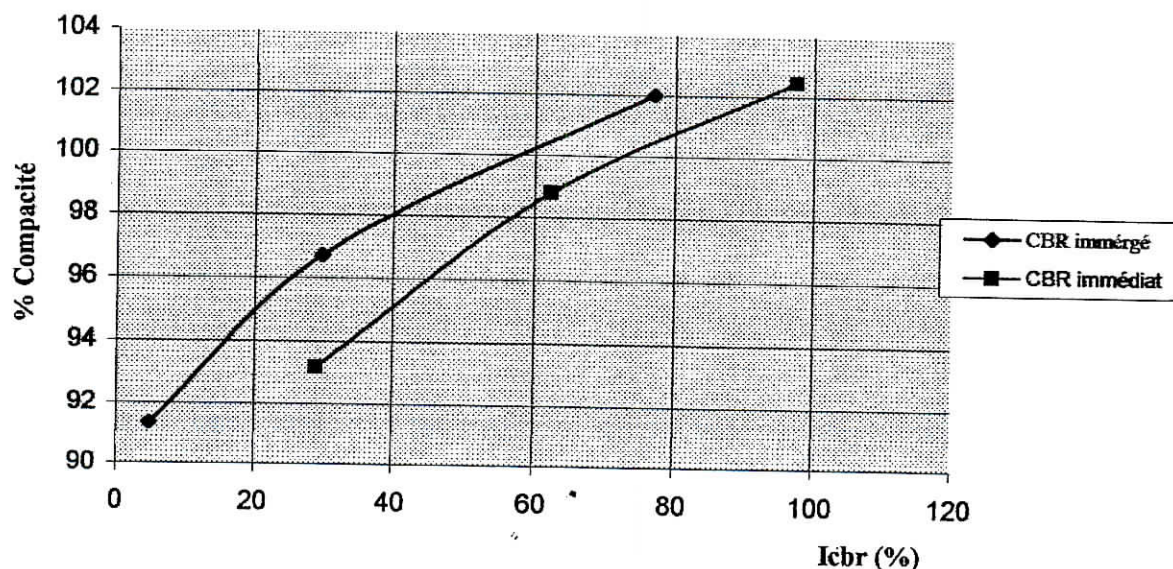


Figure IV.3 - Variation de l'indice CBR en fonction de l'énergie de compactage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 - Résultats de l'essai Proctor modifié et l'essai CBR

L'échantillon	W <sub>OPM</sub> [%]	$\gamma_d$ [ t/m <sup>3</sup> ]	I <sub>CBR</sub> Immédiat ( C = 95 % )	I <sub>CBR</sub> Immergé ( C = 95 % )
Tuf de Bechar	9,5	1,98	40	20

En vertu des résultats portés sur le tableau IV.3, on constate que

- ❖ l'indice CBR après immersion, auquel les spécifications font le plus souvent référence [9], se réduit de 50 % par rapport à l'indice immédiat
- ❖ il chute proportionnellement avec la compacité comme le montre la figure IV.3; donc plus la densité s'éloigne de la densité optimale plus la portance du matériau est faible.
- ❖ En effet, l'indice CBR immergé chute de 31 % pour une compacité de 98 %, de 65,5 % pour une compacité de 95 % et régresse de 74 % pour une compacité de 93,5 %.
- ❖ Pour ce qui est de l'indice CBR immédiat, il chute moins rapidement que l'indice CBR immergé. Cette chute est égale à 22,6 % pour une compacité de 98 %, 46,6 % pour une compacité de 95 % et atteint une valeur de 60 % pour une compacité de 93,5 %.

De ce fait, il faut prendre la précaution sur chantier de réaliser des couches de chaussée ayant des densités sèches les plus proches possible de  $\gamma_a$  OPM en effectuant un compactage correct et prendre les précautions nécessaires pour protéger les chaussées contre les remontées des eaux et les eaux de pluies.

❖ D'autre part, d'après la figure IV.4 l'indice CBR maximal est atteint pour une teneur en eau légèrement inférieure à  $W_{opm}$  sur la branche sèche de la courbe Proctor.

Cela est probablement dû à l'imbibition des fines calcaires qui leur permet un meilleur arrangement autrement dit augmentation de la densité. Par ailleurs, cette imbibition fait augmenter plus rapidement la pression interstitielle et fait affaiblir les caractéristiques mécaniques du sol [1].

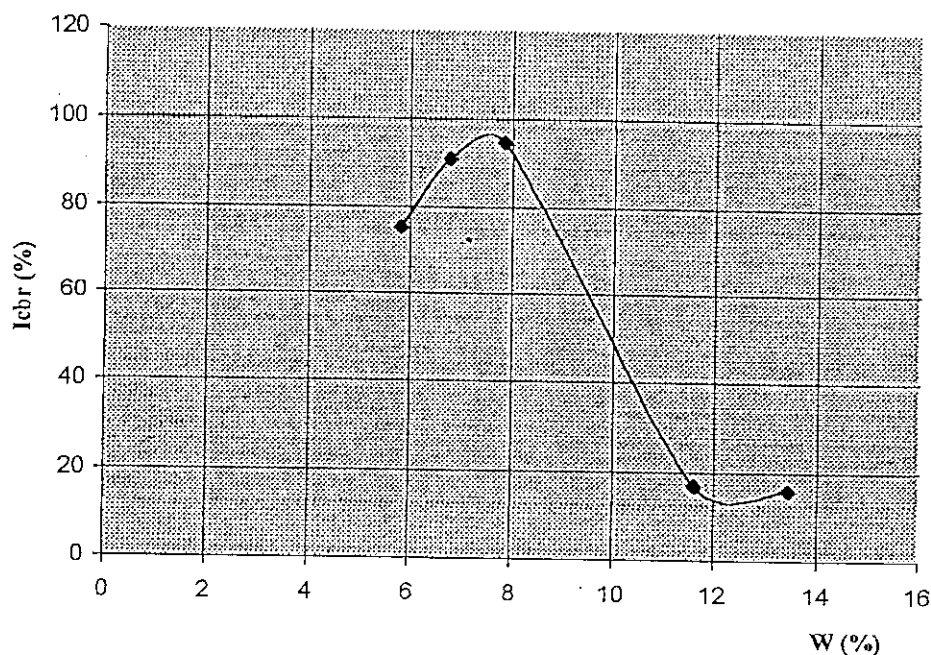


Figure IV.4 - Variation de l'indice CBR en fonction de W

## IV.6 RESISTANCE AUX CHOCS ET A L'ABRASION

Etant donné que l'essentiel est d'avoir un bon comportement de la chaussée soumise à la circulation, la fragmentation des gravillons dans le corps des chaussées ne pourrait être acceptée car elle lui entraîne des dégradations [5].

Dans cet esprit on a essayé d'apprécier la fragilité des granulats et leur résistance à l'attrition moyennant : L'essai Los Angeles et l'essai micro Deval.

### IV.6.1 Essai Los Angeles [ NF P 18 - 573 ]

Le but de cet essai est de mesurer la résistance à l'abrasion des granulats dans la machine Los Angeles. Il consiste à déterminer la quantité de matériau dont les particules sont inférieures à 1,6 mm, qui est produite en soumettant une fraction granulométrique de l'échantillon étudié aux chocs de boulets normalisés.

Le coefficient **L.A** est la quantité sans dimension  $\frac{m \times 100}{M}$

Ou **M** : masse du matériau utilisé

**m** : masse d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite

L'essai est réalisé sur les classes granulométrique 4 – 6,3 ; 6,3 – 10 ; 10 – 14 ; 14 – 25  
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IV.4

**Tableau IV.4 - Valeur du coefficient Los Angeles L.A du tuf de Bechar**

Classe granulaire	Nombre de boulets	Pds des boulets [grs]	L.A [%]
4 – 6,3	7	3080	64,09
6,3 – 10	9	3690	65,68
10 – 14	11	4840	66,26
14 – 25	12	5280	56,54

Cet essai est réalisé dans le but de classer notre échantillon; du fait qu'il appartient à la famille III comme le montre la figure IV.1 (matériau fin) il n'est pas nécessaire de le réaliser.

Donc, puisque **L.A** > 55 % notre échantillon s'insère dans la catégorie des tufs pulvérulents [12].

#### IV.6.2 Essai Micro – Deval [ NF P 18-572 ]

L'essai est réalisé sur les fractions granulaires 6,3/10 – 4/6,3 – 10/14. Il consiste à mesurer l'usure des matériaux dans un cylindre en rotation, par frottement entre les granulats et une charge d'abrasion.

Le coefficient Micro - Deval en présence d'eau **MDE** est la quantité sans dimensions

$$\frac{m \times 100}{M}$$

ou

**M** : Masse du matériau utilisé

**m** : Masse d'éléments inférieurs à 1,6 mm produits

Le tableau IV.5 représente les résultats obtenus :

**Tableau IV.5- Valeur du coefficient MDE du tuf de Bechar**

Fraction granulaire	Poids des billes (grs)	M.D.E %
4 – 6,3	2000	93,1
6,3 – 10	4000	78,7
10 - 14	5000	74,3

❖ Pratiquement la totalité des grains est passée en élément inférieur à 1,6 mm, par conséquent la présence d'eau augmente énormément la fragmentation des encroûtements calcaires [5] [9].

❖ D'après la granulométrie et les résultats L.A et M.D.E, notre tuf est un matériau sans squelette dont la résistance est obtenue par cohésion [11].

#### IV.7 ESSAI DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE

Introduit par Monsieur FENZY (1957). Cet essai est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction 0/5 mm [1] les éprouvettes compactées à l'OPM et démoulées sont séchées à l'étuve à 55°C pendant quatre jours [2]. Cet essai sert à évaluer la cohésion du matériau.

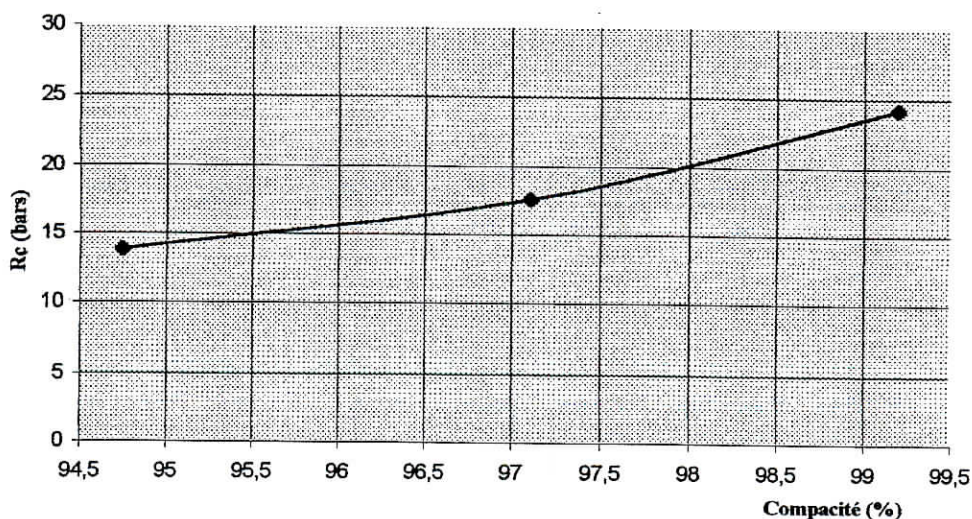
Dans cette partie, les éprouvettes sont confectionnées à la teneur en eau optimale à différente compacité, soit 100 %, 97,5 %, 95 % de compacité théorique afin d'étudier la relation entre la résistance et la compacité. Plus d'informations sur les conditions d'exécution des éprouvettes sont résumées dans l'annexe III.

les résultats obtenus pour les différentes éprouvettes sont représentés dans le tableau IV.5 :

**Tableau IV.5- Valeurs de la résistance à la compression et le module de Young du tuf de Bechar**

Compacité[%]	W [%]	Rc [bars]	E [bars]
99,20	8,88	24,29	1591,93
97,11	9,03	17,64	1115,02
94,75	8,98	13,89	1203,03

Le module E est tiré des courbes contrainte – déformation de l'essai de compression simple .



**Figure IV.5 – Résistance à la Compression en fonction de la compacité.**

❖ La courbe de la figure IV.5 montre que la relation entre **Rc** et la compacité est une relation quasiment linéaire.

- ❖ Avec une résistance à 98% de compacité égale à : 20 bars.
- ❖ Et elle est égale à 95 % de compacité à 14 bars.
- ❖ On constate que la résistance à la compression simple chute de 70% quant la compacité passe de 98 % à 95 %.
- ❖ Par ailleurs, la valeur de Rc exigé par les spécifications pour une couche de fondation est de 15 bars pour une compacité de 95 %. Notre matériau ne répond pas certes à cette exigence ; mais on peut, en exécutant un compactage poussé atteindre des compacités élevées et avoir le maximum de performance qui réponde aux spécifications.

## IV.8 CONCLUSION

L'étude d'identification effectuée montre que le matériau, sujet de cette recherche, est composé essentiellement de calcaire. Le diamètre des plus gros éléments  $D < 40$  mm, il est très riche en fines ; effectivement la fraction 0/80  $\mu\text{m}$  est de 40 %. C'est un matériau léger du fait de sa densité sèche optimale au proctor modifié égale à  $1,98 \text{ t/m}^3$  et à une teneur en eau optimale  $W = 9,5 \%$ .

Selon les résultats de l'essai Los Angeles et Micro-Deval on en déduit que notre matériau est très friable et s'insère dans la catégorie des tufs pulvérulents.

L'essai équivalent de sable ne présente aucun intérêt pour l'étude des tufs. Cependant, l'essai au bleu de méthylène pourrait être un bon indicateur pour l'étude de la nature de la fraction fine. D'ailleurs, du fait que  $I_p > 10$  et  $0,5 < V_B < 1$ , notre échantillon est pollué et contient ainsi de l'argile. Cette constatation est confirmée par la forme pointu de la courbe Proctor qui montre une sensibilité du matériau à l'eau .

Globalement, notre matériau n'obéit pas aux spécifications exigées pour l'utilisation des tufs en corps de chaussés en Algérie en zone aride (annexe II ). Dans les étapes suivantes des tentatives d'amélioration de ces caractéristiques seront entreprises.

## Chapitre V

# MELANGE DE TUF AVEC SABLE DE DUNE



## Chapitre V

### MELANGE DU TUF AVEC DU SABLE DE DUNE

#### V.1 INTRODUCTION

L'étude qui suivra va porter sur l'incorporation de sable de dune dans les matériaux routiers (tuf de Bechar) et l'analyse de l'évolution des caractéristiques mécaniques des mélanges à plusieurs dosage de sable.

Cette partie est une tentative pour élargir l'utilisation de matériaux locaux abondant au Sahara (sable) dans les constructions des routes en visant deux objectifs :

- ❖ Economiser le tuf considéré comme un matériau plus ou moins bon et qui nécessite des prospections et un transport au chantier ce qui est souvent coûteux.
- ❖ Amélioration éventuellement des caractéristiques mécaniques du matériau d'origine, sinon trouver le taux de sable à incorporer à notre échantillon qui maintiendrait les caractéristiques initiales.

Le sable de dune est incorporé à des proportions variables, soit des dosages en poids de 5 %-15 %-25 %-35% de sable de dune.

Les critères de jugement des formulations sont par ordre de priorité les suivants :

- ❖ Une portance
- ❖ Une densité
- ❖ Une résistance à la compression

Afin d'analyser ces critères, les différents mélanges ont été soumis aux essais de laboratoires suivants

- ❖ Essai Proctor modifié : détermination de  $\gamma_d$  et  $W_{OPM}$
- ❖ Essai CBR immergé : détermination de  $I_{CBR}$  immergé à 95 % de compacité
- ❖ Essai de compression simple : détermination de  $R_c$  à 95 % de compacité

#### V.2 IDENTIFICATION DU SABLE DE DUNE DE OUARGLA

##### V.2.1 Granulométrie

L'allure de la courbe granulométrique (figure V.1) révèle une pente relativement forte qui caractérise un matériau bien trié, mal gradué, qui est dit « homo métrique » le diamètre des plus gros éléments de ce sable de dune de Ouargla est de l'ordre de 0,4 mm.

Le coefficient d'uniformité inférieur à 2, confirme une granulométrie serrée.

$$C_u = d_{60}/d_{10} = 1.5$$

$d_{60}$  : diamètre de tamis correspondant à 60 % de passants.

$d_{10}$  : diamètre de tamis correspondant à 10 % de passants.

Ce sable ne contient pratiquement pas d'éléments fins au tamis de 80  $\mu\text{m}$ .

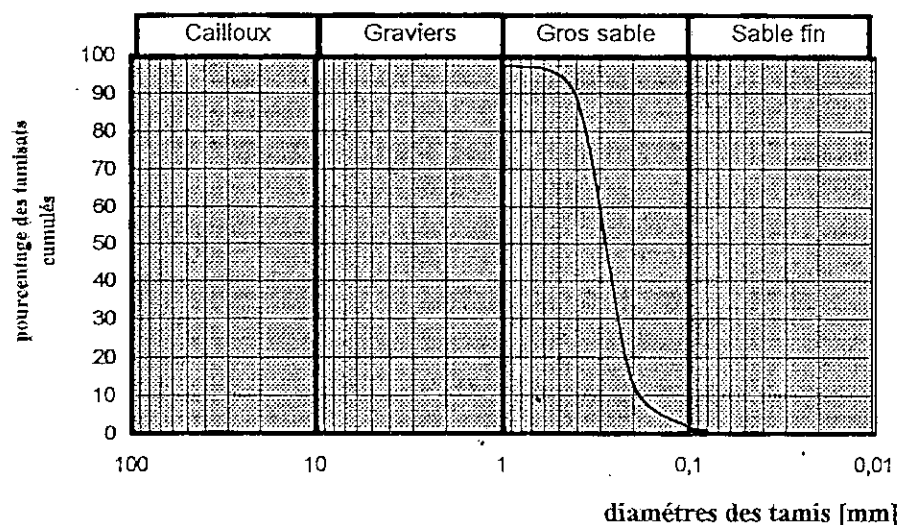


Figure V.1- Courbe granulométrique du sable de dune de Ouergla

### V.2.2 Propreté

La valeur d'équivalent de sable de ce sable de dune est égale à :  $E.S = 81,20$

La valeur de bleu de méthylène est égale :  $V.B = 0.1$

Donc il ne contient pratiquement pas de trace d'argile.

## V.3 ESSAI DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE DES MELANGES

### V.3.1 Essai proctor modifié

Les essais proctor modifié ont été effectués pour chaque dosage en sable de dune incorporé dans le tuf afin de déterminer les densités sèches et les teneurs en eau optimales pour chaque mélange.

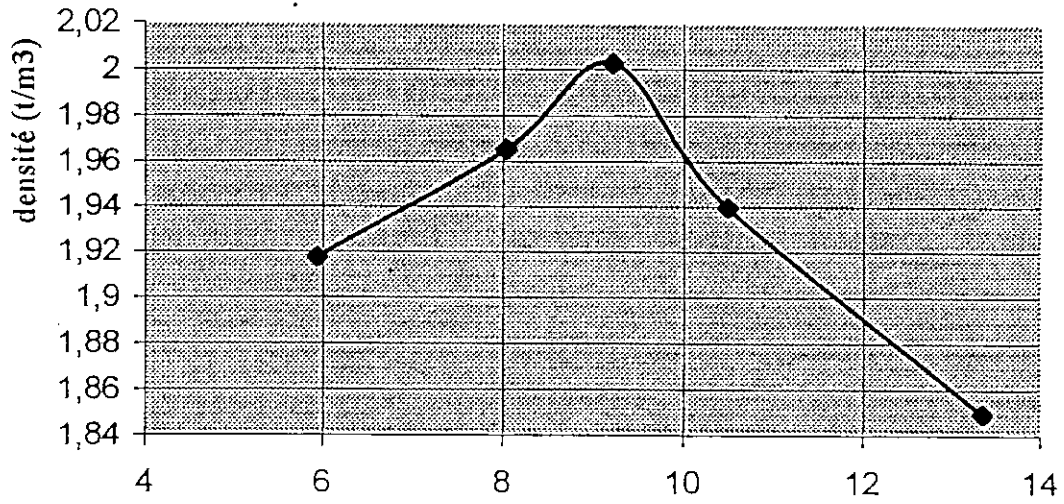


Figure V.2- Courbe proctor modifié relative à 5% d'ajout de sable de dune

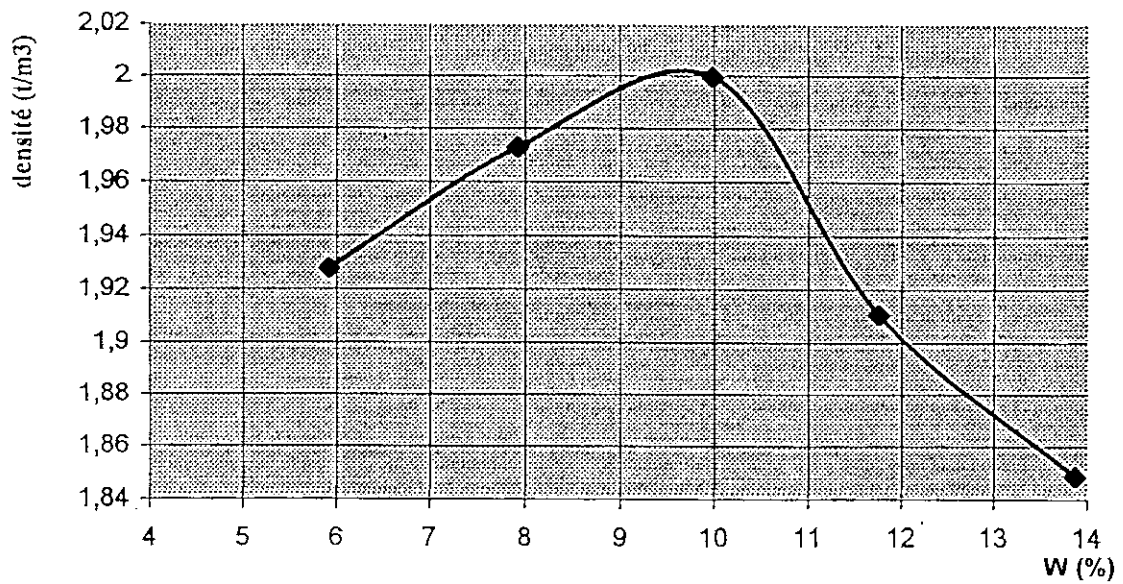


Figure V.3- Courbe proctor modifié relative à 15% d'ajout de sable de dune

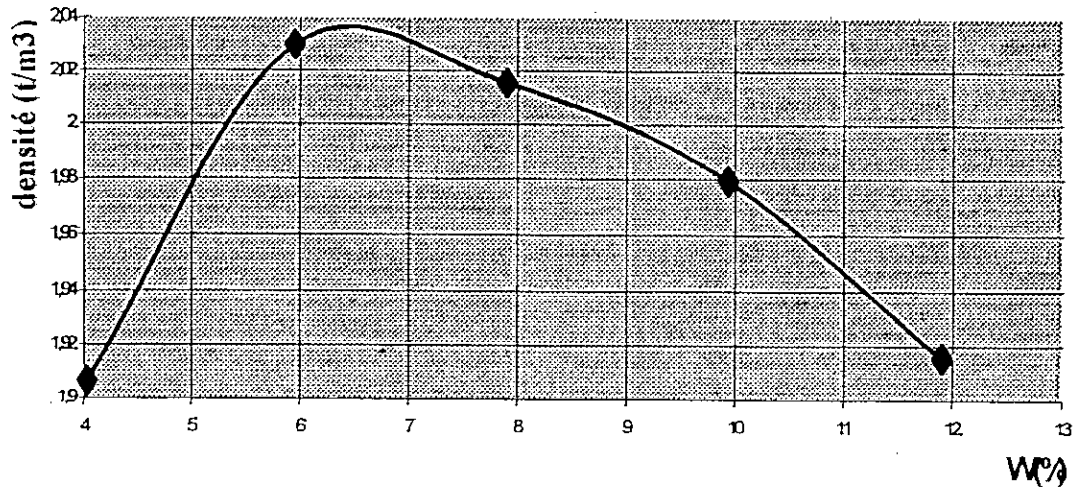


Figure V.4- Courbe proctor modifiée relative à 25%  
d'ajout de sable de dune

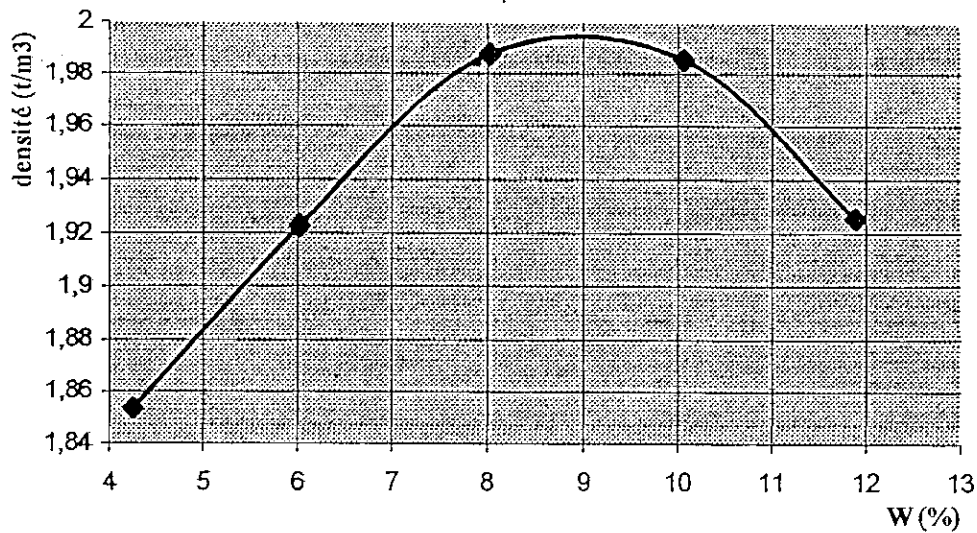


Figure V.5- Courbe proctor modifiée relative à 35%  
d'ajout de sable de dune

Après examen de ces différentes courbes, on a constaté ce qui suit :

- ❖ Ces courbes s'aplatissent de plus en plus avec l'augmentation du pourcentage de sable introduit dans le tuf. Effectivement, la figure V.2 relative à la courbe Proctor de 5% d'ajout de sable de dune est pointu et presque identique à celle du tuf seul. Par contre la courbe relative à 35% d'ajout de sable de dune est beaucoup plus plate. Cela est dû à l'ajout lui-même de sable qui est caractérisé par des courbes Proctor plates ou la teneur en eau n'influe pas sur la densité sèche.

❖ L'incorporation du sable de dune de Ouargla au tuf de Bechar n'influe pas sur la densité sèche OPM du matériau d'origine (tuf) effectivement  $\gamma_d$  des différent mélange varie dans une plage de 1,98 à 2,03 donc sensiblement constante.

❖ En ce qui concerne la teneur en eau OPM elle varie de 10 % à 7 % ( Tableau V.2). Elle est pratiquement constante pour 0, 5, 15% d'ajout de sable de dune. A 25 % d'ajout de sable de dune, elle se réduit considérablement et atteint une valeur de 7 % c qui conduit à une économie précieuse d'eau qui se fait rare dans les milieux désertiques.

❖ Les courbe Proctor s'aplatissent de plus en plus avec l'augmentation de la teneur en sable de dune, cela indique que la plasticité du mélange se réduit ce qui réduirait la nocivité des fines argileuses.

### V.3.2 Essai CBR

Des essais CBR immergé à 04 jours ont été effectués pour les mélanges tuf + sable de dune à différents dosages. En voici les résultats obtenus :

Tableau V.1 - Résultats des essais CBR immergés

Dosage en sable de dune	0 % sable			5 % sable			15 % sable			25% sable			35% sable		
	10	25	55	10	25	55	10	25	55	10	25	55	10	25	55
% Compacité	91,38	96,75	102,0	91,59	95,79	100,5	93,68	97,98	100,3	89,46	93,14	97,53	91,73	97,78	101,4
I CBR Immergé	4,13	29,36	67,83	5,32	30,12	43,03	14,03	26,78	46,36	6,56	16,65	51,51	6,62	32,00	78,13

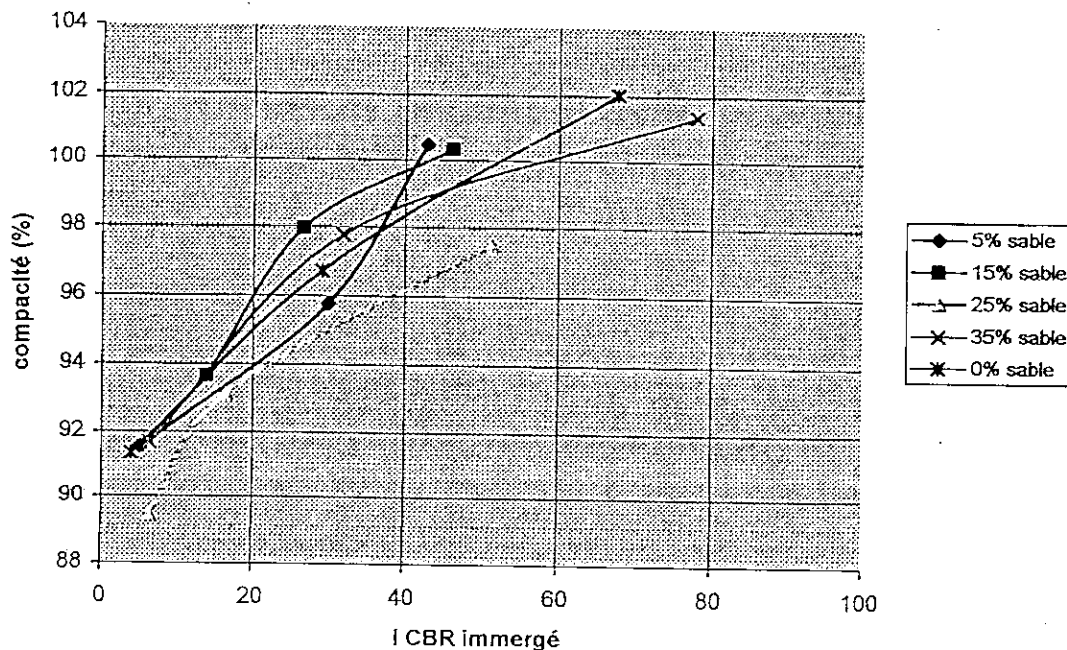


Figure V.6 – Variations de l'indice CBR immergé en fonction de l'énergie de compactage des différents mélanges

De la figure V.6 sont tirés les  $I_{CBR}$  immergés à la compacité de 95%. Le tableau V.2, qui suit, présentera une évaluation de la chute de  $I_{CBR}$  immergé avec la réduction de la compacité.

Tableau V.2 – Evaluation de la chute de  $I_{CBR}$  immergé à différentes compacités  
Par rapport à 100% de compacité

%compacité	0% sable		5 % sable		15 % sable		25 % sable		35 % sable	
	$I_{CBR}$	%chute	$I_{CBR}$	%chute	$I_{CBR}$	%chute	$I_{CBR}$	%chute	$I_{CBR}$	%chute
100	58		42		44		75		60	
98	40	31.0	37	11.9	27	38.6	58	22.6	35	41.6
95	20	65.5	26.25	37.5	18	59	30	60	17.86	70.2
93	15	74	13	69	13	70.5	10	86.6	7	88.3

Après examen des résultats reportés sur le tableau V.2, nous concluons ce qui suit :

❖ L' $I_{CBR}$  immergé des différents mélanges chute considérablement avec la chute de compacité. Cette chute atteint une valeur maximale de 88.3% pour 35% d'ajout de sable à une compacité de 93%.

❖ Pour avoir des  $I_{CBR}$  assez élevés, il faut prendre le soin d'avoir des densités sèches proche de la densité optimale.

❖ D'une manière globale, concernant les valeurs de l' $I_{CBR}$ , elles sont maximales pour un ajout de 25% de sable. Cela est d'ailleurs visiblement claire sur la figure V.6, où la courbe de variation de l' $I_{CBR}$  en fonction de la compacité relative à 25% d'ajout de sable est en dessus de toutes les autres courbes dans la zone de compacité exigé sur chantier (95% à 97%).

❖ Concernant le pourcentage de chute de l' $I_{CBR}$  du mélange tuf + 25% de sable, elle est presque similaire à celle du tuf seul ; donc on peut dire que le matériau d'origine (tuf) et le mélange (tuf + 25% sable) ont le même comportement vis-à-vis de la portance.

❖ A la lumière de ce qui précède, nous concluons que l'amélioration du compactage sur chantier afin de faire passer la compacité de 95% à 98% doublera  $I_{CBR}$  dans les deux cas : tuf seul (de 20 à 40) et celui du tuf + 25% sable (de 30 à 58).

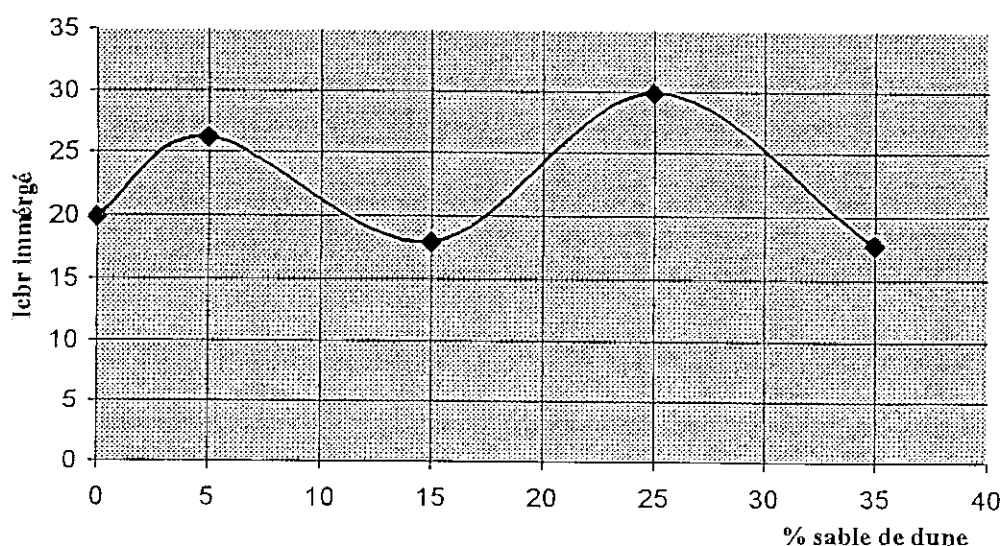


Figure V.7- Effet de l'incorporation de sable de dune sur la portance des différents mélanges

par ailleurs après examen de la figure V.7, nous déduisons :

- ❖ La variation de la portance du tuf + sable de dune varie d'une manière aléatoire en fonction du pourcentage d'ajout de sable de dune .
- ❖ L'ajout de sable améliore la portance des mélanges (figure V.7), précisément à 25 % de sable, l'indice CBR immergé est maximal et atteint une valeur de 30, alors qu'initialement il était de 20.

#### V.4 ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

Des essais de compression simple sont effectués sur les mélanges de tuf + sable de dune, en procédant de la même manière que pour le tuf seul, soit :

- ❖ Confectionnement des éprouvettes dans les conditions OPM ( $\gamma_d$  et  $W_{OPM}$ ) déterminer lors de l'essai de compactage (paragraphe 3.1)
- ❖ Compacité théorique des éprouvettes fixées à : 100 % - 97,5 % - 95 %.

Les résultats détaillés sont présentés dans l'annexe III

Le tableau V.3 présente les résistances moyennes à la compression à différentes compacités réelles .

Tableau V.3 – Valeurs des résistances à la compression moyenne des différents mélanges à différentes compacités

0 % Sable		5 % Sable		15 % Sable		25 % Sable		35 % Sable	
compacité (%)	Rc (bars)	compacité (%)	Rc (bars)	compacité (%)	Rc (bars)	compacité (%)	Rc (bars)	compacité (%)	Rc (bars)
99,20	24,29	97,43	26,16	96,12	17,68	96,12	15,27	98,30	16,36
97,11	17,64	94,13	14,77	94,16	13,27	94,42	13,33	95,75	10,90
94,75	13,89	92,6	11,79	92,57	11,20	92,84	11,14	92,71	7,31

La figure V.8 présente l'évolution des résistances moyennes à la compression en fonction de la compacité.

On distingue bien que la résistance à la compression chute avec la chute de la compacité.

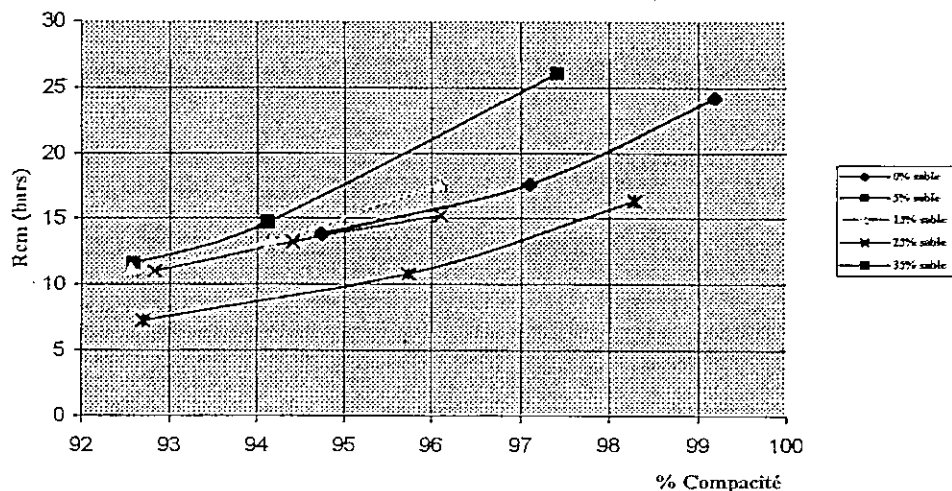


Figure V.8- Evolution de la résistance à la compression des différents mélanges en fonction de la compacité

De la même manière que pour l'analyse des valeurs de l'indice CBR, nous avons fait une estimation de la chute de la résistance à la compression à différentes compacités. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.4 – Evaluation de la chute de Rc à différentes compacités**

%compacité	0% sable		5 % sable		15 % sable		25 % sable		35 % sable	
	Rc (bars)	%chute	Rc (bars)	%chute	Rc (bars)	%chute	Rc (bars)	%chute	Rc (bars)	%chute
98	20		28						16	
96	16	20	21	25	17.5		15		11	31.25
95	14	30	17.5	37.5	15	14.3	14	6	9.7	39.4
93			13	53.6	12	31.4	11	26.7	7.5	53.1

Après examen des résultats présentés dans le tableau V.4 et la figure V.8, nous pouvons conclure ce qui suit :

- ❖ La résistance à la compression chute énormément avec la chute de la compacité. Cette chute atteint la valeur de 53.1% pour une compacité de 93% à 35% de sable.
- ❖ Les valeurs de la résistance à compression des différents mélanges sont maximales pour un dosage de 5% de sable (précisément à la compacité de 95%) ; mais étant donné que ce pourcentage de sable est très faible, son coût de réalisation est injustifié, pour cela il n'est pas pris en compte.
- ❖ Pour les dosages de 15% et 25% de sable, les valeurs de Rc sont presque les mêmes (15 bars, 14 bars) et se rapprochent de la valeur de Rc du tuf seul (14 bars)

**Tableau V.5- Tableau récapitulatif des essais proctor CBR et compression des différents mélanges**

sable de dune (%)	W <sub>OPM</sub> (%)	$\gamma_d$ OPM (t/m <sup>3</sup> )	I <sub>CBR</sub> Immergé	Rc (95 %)
0	9,5	1,98	20	14,00
5	9	2,0	26,25	17,5
15	10	2,00	18,0	15
25	7	2,03	30	14
35	8	1,988	17,86	9,7

Le tableau V.5 récapitule les résultats de l'essai proctor, l'essai CBR et la résistance moyenne à la compression des différents mélanges ainsi que le tuf seul.

## V.5 CONCLUSION

Les résultats des essais présentés dans cette étude permettent de conclure que le sable de dune peut être inclus dans le tuf jusqu'à un pourcentage de 25 %, sans affecter ces caractéristiques géotechniques initiales, au contraire, après analyse des résultats mentionnés dans le tableau



V.5 on constate que la portance du mélange atteint une valeur maximale ( $I_{CBR}$  immergé =30) supérieure à celle du tuf seul.

Concernant la résistance à la compression, certes, elle est maximale pour un dosage de 5 % ; mais ce pourcentage n'est pas économique du fait qu'il est très faible ce qui nous contraint à ne pas le considérer.

Par ailleurs, la densité du mélange est légèrement plus élevée et la teneur en eau optimale plus faible ce qui implique l'économie de l'eau en plus de l'économie du tuf considéré comme un bon matériau routier dans les milieux désertiques.

En conclusion, il a été retenu 25 % d'ajout de sable de dune pour la prochaine étape qui sera consacrée à l'étude de comportement du tuf seul et du mélange (tuf + 25 % sable) pour analyser l'effet de l'incorporation de sable de dune sur les caractéristiques à la rupture du matériau.

## Chapitre VI

# COMPORTEMENT DES TUFs SOUS CHARGES STATIQUES

## Chapitre VI

# COMPORTEMENT DES TUFES SOUS CHARGES STATIQUES

### VI.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents, nous avons effectué des essais d'identification géotechnique qui fournissent des éléments pour identifier les matériaux et permettent de classer ceux-ci selon certaines caractéristiques et propriétés.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le comportement sous chargement statique du tuf de Bechar seul puis mélangé avec 25 % de sable de dune de Ouergla. Pour atteindre ce objectif, nous avons effectué des essais triaxiaux consolidés drainés pour les deux matériaux sus-cités.

Les caractéristiques de cisaillement obtenues des deux matériaux seront sujettes à une comparaison pour voir l'effet de l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques mécaniques du matériau de base.

Ce chapitre comprendra un rappel de certaines notions théoriques dont nous aurons besoin et les résultats expérimentaux obtenus. Ensuite, une analyse du comportement du tuf calcaire et du tuf mélangé à 25% de sable de dune sous l'effets de charges statique sera faites.

La conclusion portera sur la comparaison des relations contraintes-déformations relatives au tuf seul et mélangé au sable de dune à quelques matériaux classiques utilisés dans la construction routières.

### VI.2 RAPPELS DES COMPORTEMENTS RHEOLOGIQUE

#### VI.2.1 Comportement élastique

En rhéologie, l'élasticité est la tendance d'un corps à reprendre la forme et les dimensions qu'il avait avant une sollicitation.

Ce modèle est le plus simple et le plus couramment utilisé. Dans le cas de l'élasticité linéaire, Il est caractérisé par la proportionnalité entre la contrainte et déformation (figure VI.1)

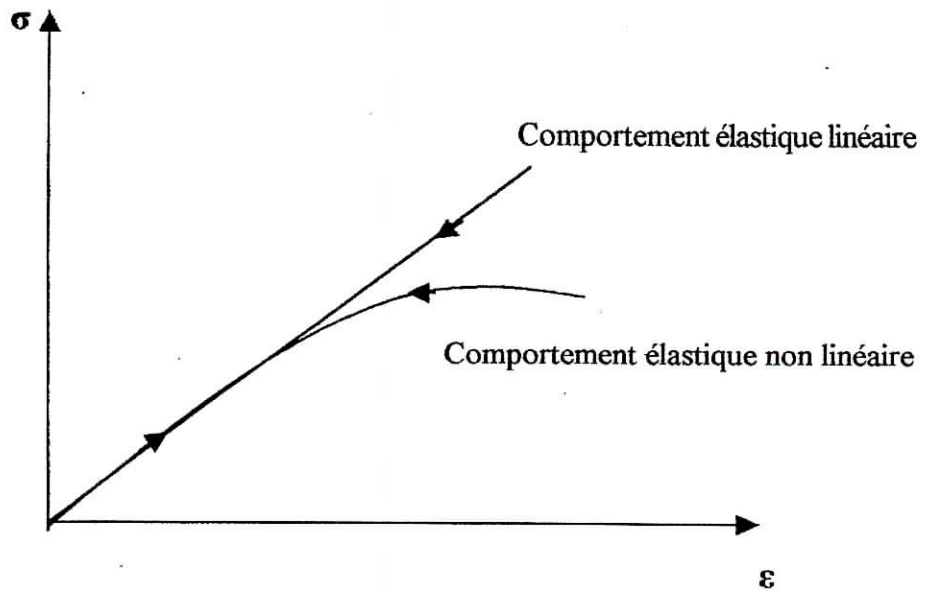


Figure VI.1- Schéma du comportement élastique

### VI.2.2 Comportement viscoélastique

Un comportement viscoélastique se manifeste par le fait qu'il existe une relation entre la contrainte et la vitesse de déformation (figure VI.2), dans un tel comportement intervient le facteur temps.

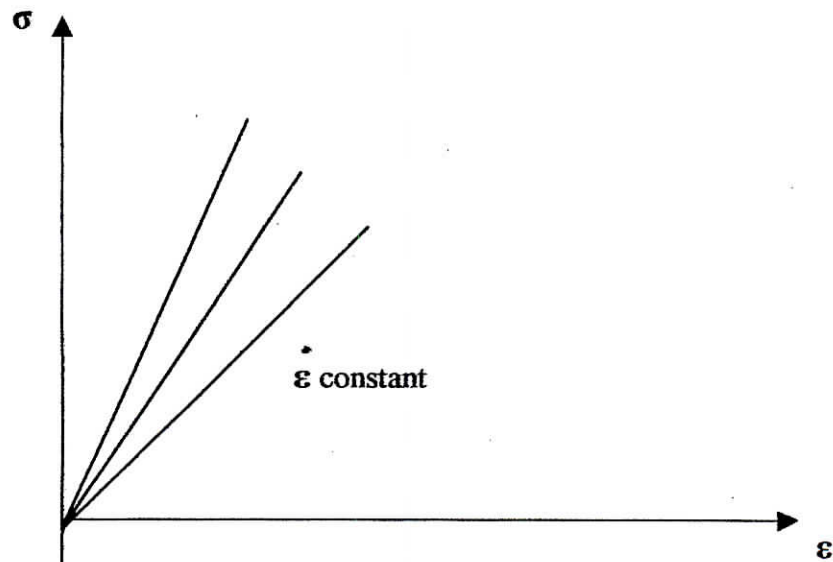


Figure VI.2- Schéma du comportement viscoélastique

### VI.2.3 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique est caractérisé par le fait qu'il se produit des déformations permanentes qui apparaissent au delà d'un certain seuil en dessous duquel les déformations restent parfaitement élastiques (figure VI.3).

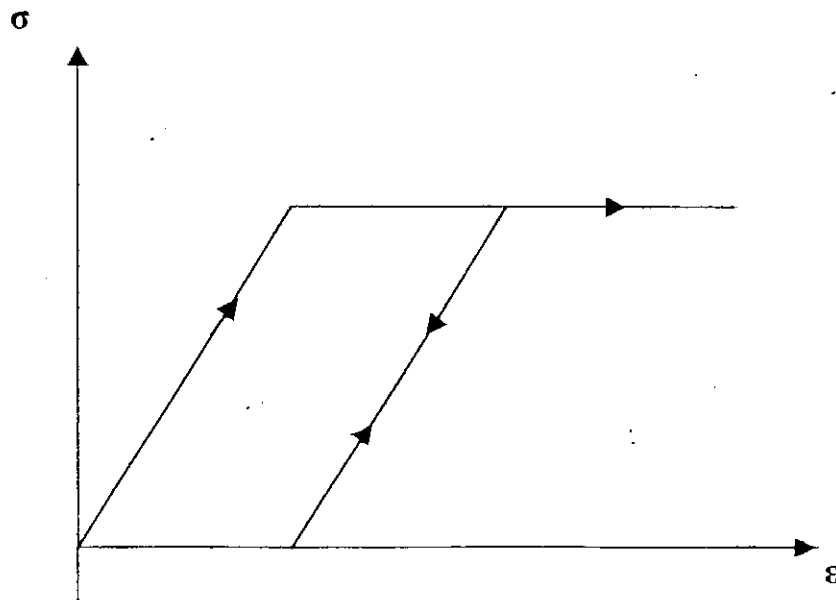


Figure VI.3- Schéma du comportement élasto-plastique

#### VI.2.4 Comportement viscoplastique

Le comportement viscoplastique est caractérisé par le fait que la limite d'élasticité dépend de la vitesse de déformation (figure VI.4)

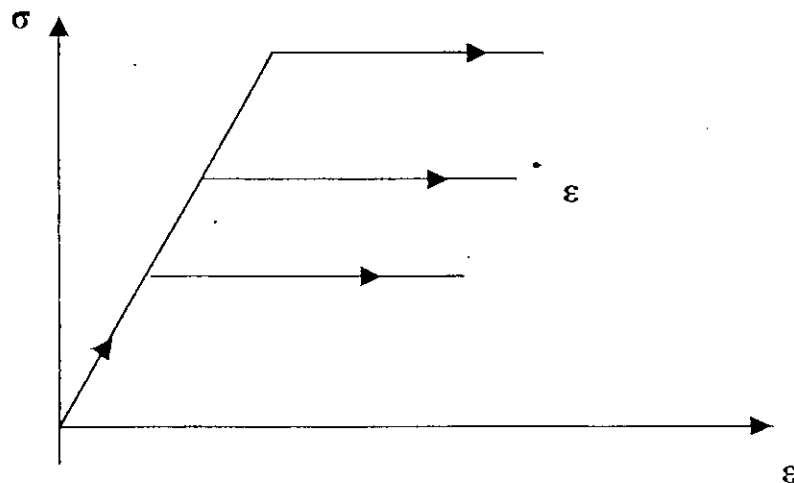


Figure VI.4- Schéma du comportement viscoplastique

### VI.3 PRESENTATION DE L'ESSAI TRIAXIAL

Plusieurs essais permettent de mesurer la résistance au cisaillement d'un sol au laboratoire. L'essai de compression simple, l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai triaxial sont utilisés couramment. Cependant, l'essai triaxial rend possible l'utilisation d'une large combinaison de contraintes appliquées à l'échantillon ainsi que la mesure de la pression interstitielle au cours du cisaillement.

Dans les paragraphes suivants sont rappelées sommairement les principales notions concernant les différents types d'essais de cisaillement réalisés avec l'appareil triaxial.

### VI.3.1 But de l'essai triaxial

L'essai triaxial permet la détermination de la résistance au cisaillement des sols, celle ci s'exprime par la relation :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{Loi de Coulomb})$$

C : Terme de Cohésion du sol ;       $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol

### VI.3.2 Principe de l'essai [13]

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques soumises à un champ de contraintes triaxiales que l'on peut décomposer suivant le présent schéma :

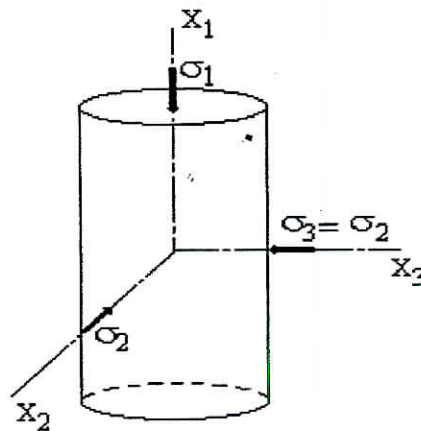


Figure VI.5- Eprouvette soumise à un champ de contrainte

$\sigma_3$  : pression hydrostatique appliquée à l'aide d'un fluide sous pression.

$\sigma_1 - \sigma_3$  : déviation appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste en général à augmenter le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les valeurs de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  à la rupture permettent de tracer le cercle de Mohr à la rupture.

Pour les essais triaxiaux consolidés, la consolidation se fait sous des pressions hydrostatiques ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). La contrainte  $\sigma_3$  qui a été utilisé pour la consolidation sera maintenue constante lors du chargement jusqu'à la rupture

Le cisaillement des échantillons à différentes pressions de consolidation permet d'obtenir différents cercles de Mohr à la rupture.

L'enveloppe de ces cercles est appelée courbe enveloppe du sol. Elle permet la détermination de C et  $\varphi$ .

### VI.3.3 Description de l'appareillage d'essai [13]

Il comprend :

**Cellule triaxial :** elle comporte (figure VI.6)

- ❖ Une base métallique, qui se termine à sa partie supérieure par une embase cylindrique de même diamètre que l'éprouvette. Différentes canalisations sont forcées dans le métal pour assurer le passage des fluides entre l'extérieur et l'intérieur de la cellule.
- ❖ Un chapeau métallique supérieur, indéformable, de même diamètre que l'éprouvette et comportant aussi un circuit de drainage.
- ❖ Une enceinte cylindrique, transparente.
- ❖ Un couvercle métallique et un piston.

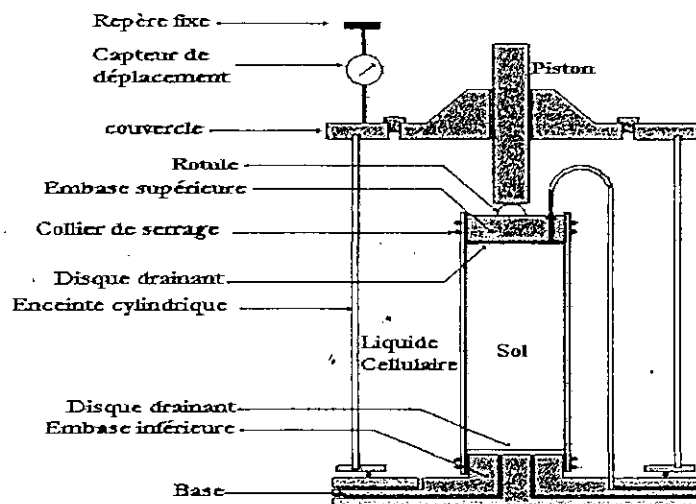


Figure VI.6 – Cellule triaxiale

**Système de chargement :**

Le chargement axial est assuré par une presse permettant d'imposer une vitesse de déformation axiale constante.

**Dispositifs de mesure :**

Les mesures effectuées pendant les essais triaxiaux portent sur :

- ❖ La force axiale appliquée par le piston.
- ❖ La pression interstitielle dans l'éprouvette.
- ❖ Variation de la hauteur de l'éprouvette.
- ❖ Variation du volume de l'éprouvette.

### VI.3.4 Types d'essais [13]

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial peuvent être réalisés sur du matériau sec (sols grenus) ou sur le matériau dans son état naturel ou encore sur le matériau saturé (la saturation permet d'interpréter le comportement du sol en contraintes effectives). Les essais comportent deux étapes :

- ❖ Une étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement. Ce premier chargement s'effectue par

l'application de pressions constantes sur la surface latérale et sur les extrémités de l'éprouvette : si ces pressions sont égales, ce qui est souvent le cas, (on augmente simplement la pression du liquide dans la cellule, après avoir soulevé le piston) on dit que la consolidation est isotope.

❖ Une étape de cisaillement, ou cours de laquelle on augmente la charge axiale jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

Selon les conditions de drainage de l'éprouvette dans ces deux phases, on réalise trois types d'essais :

- **Dans les essais non consolidés – non drainés (UU)**, dans cet essai il n'y a pas de consolidation et le cisaillement se fait à drainage fermé.
- **Dans les essais consolidés – non drainés (CU)**, le drainage de l'éprouvette est permis pendant la phase de consolidation et on attend que la surpression interstitielle s'annule dans l'éprouvette avant de poursuivre l'essai. Pour la phase cisaillement, le drainage est fermé et l'éprouvette se déforme à volume constant si le sol est saturé.
- **Dans les essais consolidés – drainés (CD)**, les deux étapes de l'essai s'effectuent à drainage ouvert. Le cisaillement est effectué à vitesse lente pour que les surpressions interstitielles restent négligeables tout au long de l'essai.

Pour notre cas, nous avons effectué l'essai consolidé drainé « CD » afin d'étudier le comportement statique à long terme de notre matériau. Dans ces conditions les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales. La consolidation se fait sous une pression hydrostatique ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) pour chaque éprouvette la contrainte  $\sigma_3$  qui a été utilisée pour la consolidation sera maintenue constante lors du chargement jusqu'à la rupture.

### VI.3.5 Préparation des échantillons

Les éprouvettes destinées à être soumises à l'essai triaxial sont constituées de tuf de granularité 0/5 mm. Ce sont des éprouvettes cylindriques de 5 cm de diamètre et de 10 cm de hauteur.

Elles ont été compactées statiquement dans les conditions optimales ( $\gamma_d, w_{OPM}$ ). Ce compactage est obtenu à l'aide d'une presse de type CBR.

La consolidation a été faite sous les pressions hydrostatiques suivantes : 1, 2, 3 bars.

## VI.4 PRESENTATION DES RESULTATS D'ESSAIS

Au cours de l'essai triaxial, on relève la courbe contrainte ( $\sigma_1$ ) - déformation axiale ( $\varepsilon$ ) d'où on en déduit la contrainte principale maximale ( $\sigma_1$ ) s'exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture.

Nous avons ainsi déterminé par des essais sur trois éprouvettes identiques de tuf et trois autres de tuf mélangé à 25% de sable de dune, les contraintes principales à la rupture pour différentes valeurs de  $\sigma_3$ .



Les figures VI.7 et VI.8 représentent les courbes « contraintes – déformations » à différentes contraintes latérales ( $\sigma_3$ ) de tuf de Bechar et de tuf mélangé à 25% de sable de dune de Ouargla.

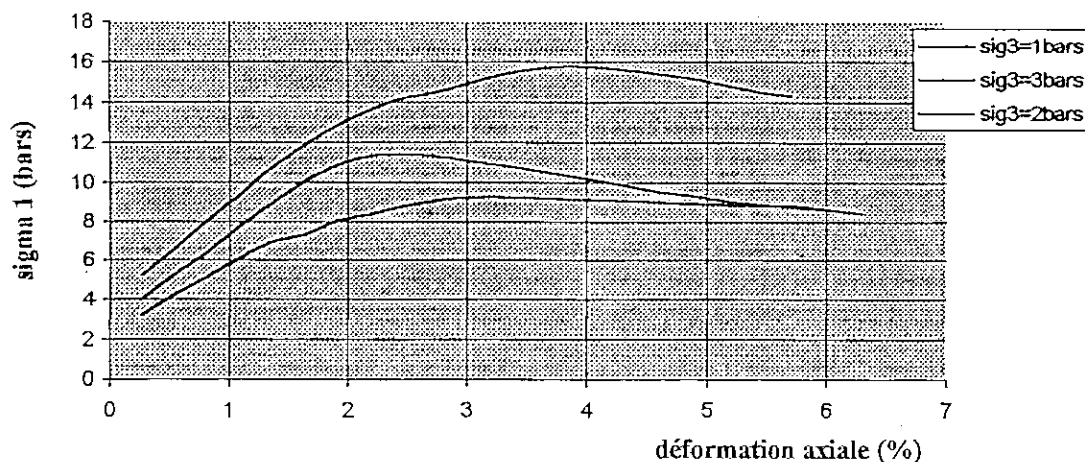


Figure VI.7- Courbe contrainte -déformation du tuf de Bechar

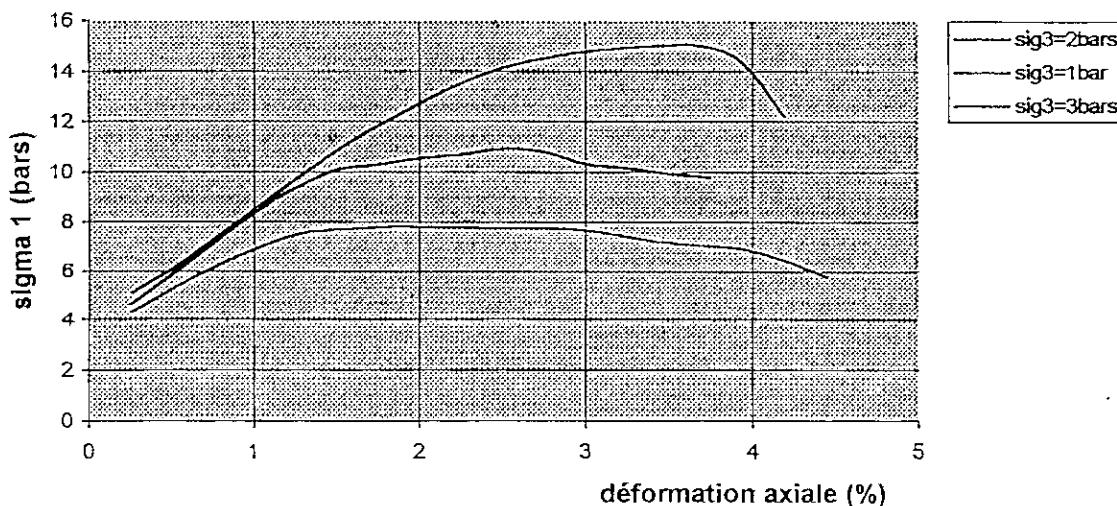


Figure VI.8- Courbe contraintes – déformations du tuf de Bechar mélangé à 25 % de sable de dune de Ouargla

L'essai triaxial nous permet de déterminer la résistance de cisaillement qui s'exprime en fonction de la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et la contrainte  $\sigma$  normale à la surface de rupture.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \text{ (loi de Coulomb)}$$

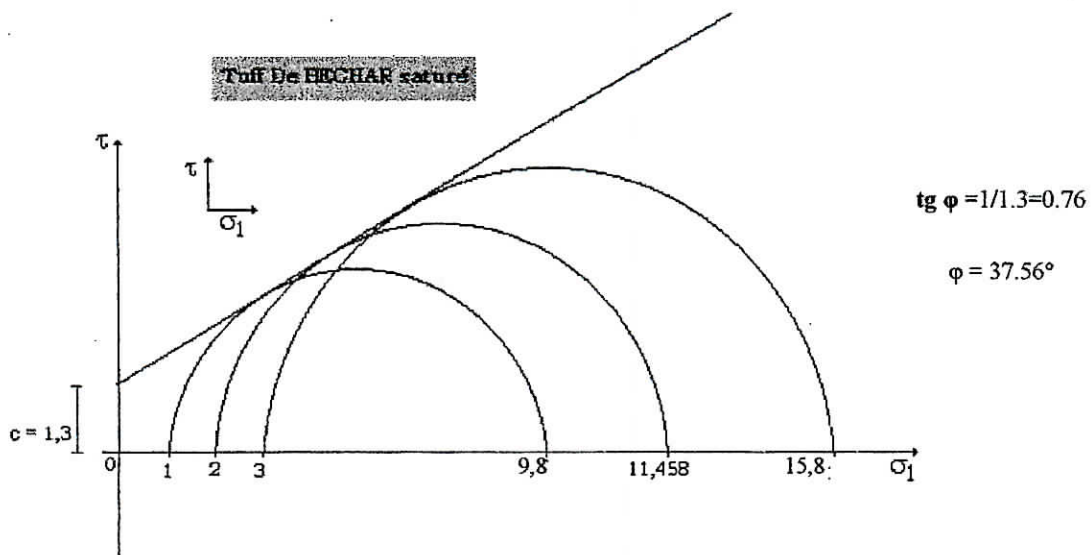
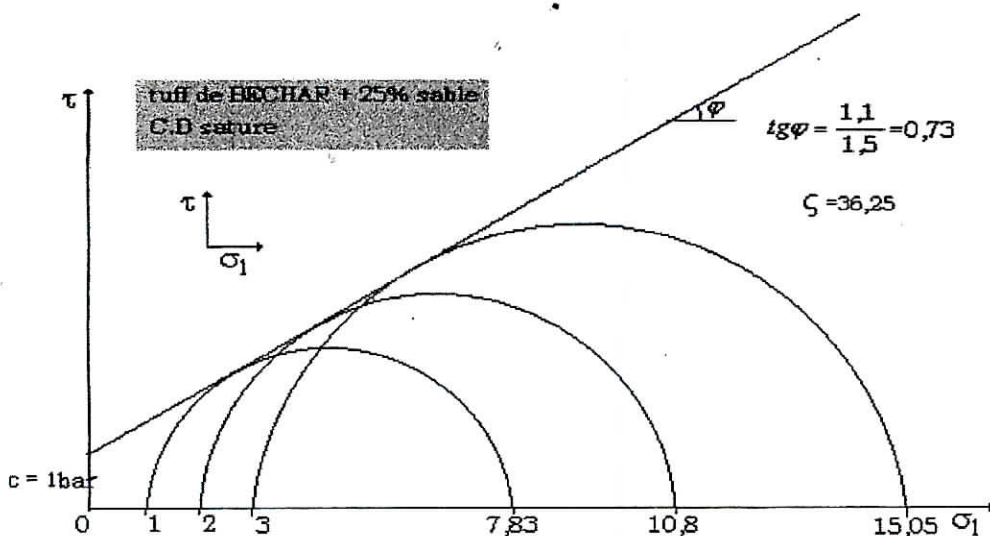


Figure VI.9 - Courbe enveloppe du tuf de Bechar

Figure VI.10 - Courbe enveloppe du tuf de Bechar + 25%  
De sable de dune de Ouergla

Les figures V.9 et VI.10 donnent les « enveloppes de ruptures » caractérisées par C et  $\varphi$  pour nos deux matériaux.

Nous constatons que dans des conditions de réalisation proches de celle adaptées en construction routière, on note que nos matériaux acquièrent après compactage, une cohésion élevée de 1,3 bars pour le tuf seul et 1 bar pour le tuf mélangé au sable.

Cette forte cohésion s'explique éventuellement par la présence d'un pourcentage de fines important dans le matériau.

Par ailleurs, la régression de cette cohésion dans le cas d'ajout de sable de dune est justifiée de fait que le sable est caractérisé par une cohésion nulle donc son adjonction a tendance à diminuer cette dernière.

Une partie de la résistance de cisaillement des tufs est due au frottement entre les grains, l'angle de frottement interne est égal à 37,56 degrés pour le tuf seul et à 36,25 degrés pour le tuf mélangé au sable. On remarque que l'angle de frottement diminue très légèrement suite à l'ajout de sable, c'est normal puisque le sable est caractérisé par son angle de frottement inférieur à celui du tuf (30 à 35 degrés) [6].

## VI.5 LOI DE COMPORTEMENT MECANIQUE SOUS CHARGE STATIQUE

La loi de comportement d'un matériau relie l'état de contrainte à l'état de déformation [21]. Un comportement élastique non linéaire permet de définir deux modules ( figure VI.11)

- ❖ Le module tangent  $E_t$  pour une valeur intermédiaire de la déformation
- ❖ Le module sécant  $E_s$  déterminé par le segment reliant l'origine à un point pris à 95 % de la charge de rupture.

Les valeurs de ces deux modules varient en fonction de l'état de contrainte défini par  $\sigma_1$  et  $\sigma_1 - \sigma_3$

Pour des sollicitations inférieures à 95 % de la valeur de la contrainte maximum, nous supposons que les tufs ont un comportement élastique linéaire et nous prenons le module d'élasticité égale à  $E_s$  (figure 12)

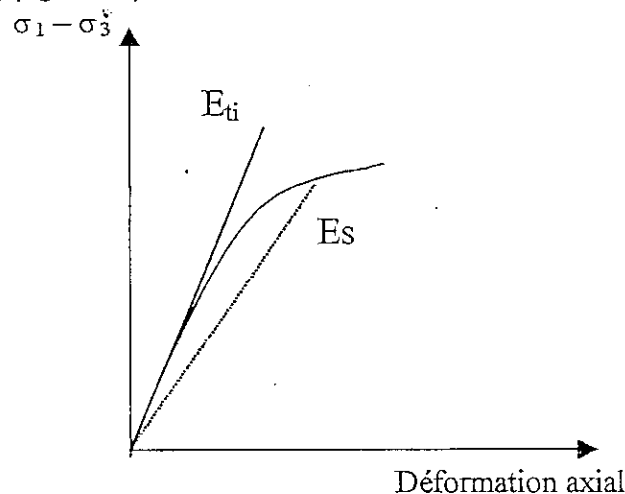


Figure VI.11- Définition des différents modules de déformation

$$E_s = 0.95 \text{ qf} / \epsilon_{95}$$

où  $\text{qf} = (\sigma_{1 \text{ max}} - \sigma_3)$

$\epsilon_{95}$  : déformation qui correspond à 95 % de la charge maximale

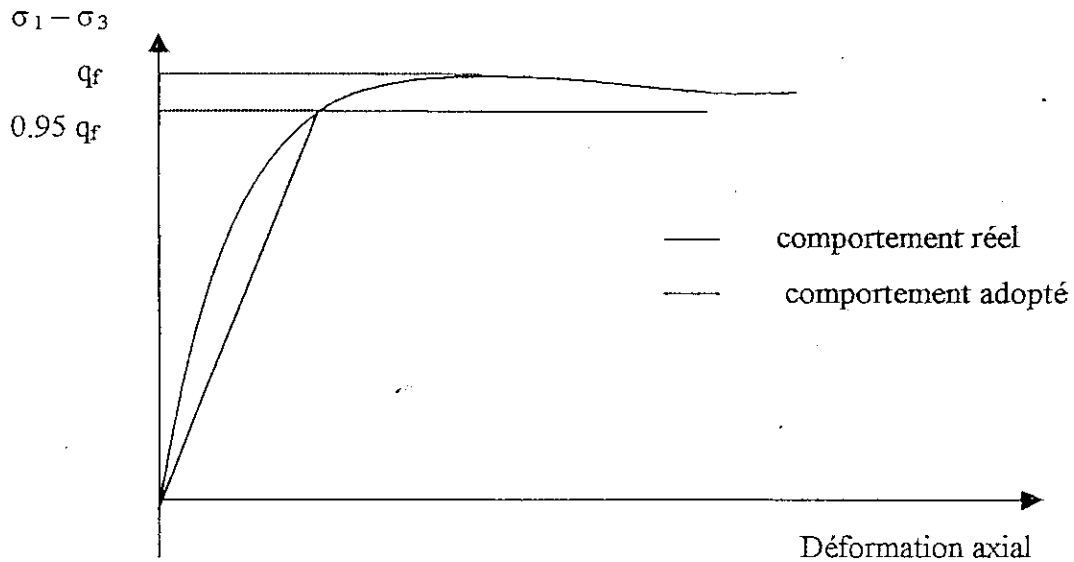


Figure VI.12- Courbe contrainte – déformation

Le tableau suivant donne les valeurs des différents éléments caractéristiques des courbes « contrainte – déformation » pour nos deux échantillons.

Tableau VI.1- caractéristique intervenant dans la loi de comportement

$\sigma_3$ (bar)	Tuf de Bechar				Tuf de Bechar + 25% sable de dune de Ouargla			
	qf (bar)	$\epsilon_{95}$ ( $\times 10^{-2}$ )	Es (bar)	Pf (bar)	qf (bar)	$\epsilon_{95}$ ( $\times 10^{-2}$ )	Es (bar)	Pf (bar)
1	8.34	2	396.15	3.78	6.83	1.5	432.5	3.27
2	9.45	2.1	427.5	5.15	8.8	1.9	440	4.94
3	12.81	2.7	450.7	7.27	12.05	2.5	457.9	7.02

qf : Charge maximale

$\epsilon_{95}$  : déformation qui correspond à 95% d la charge maximale

Es : Module sécant

Pf : Contrainte moyenne relative à la charge maximale

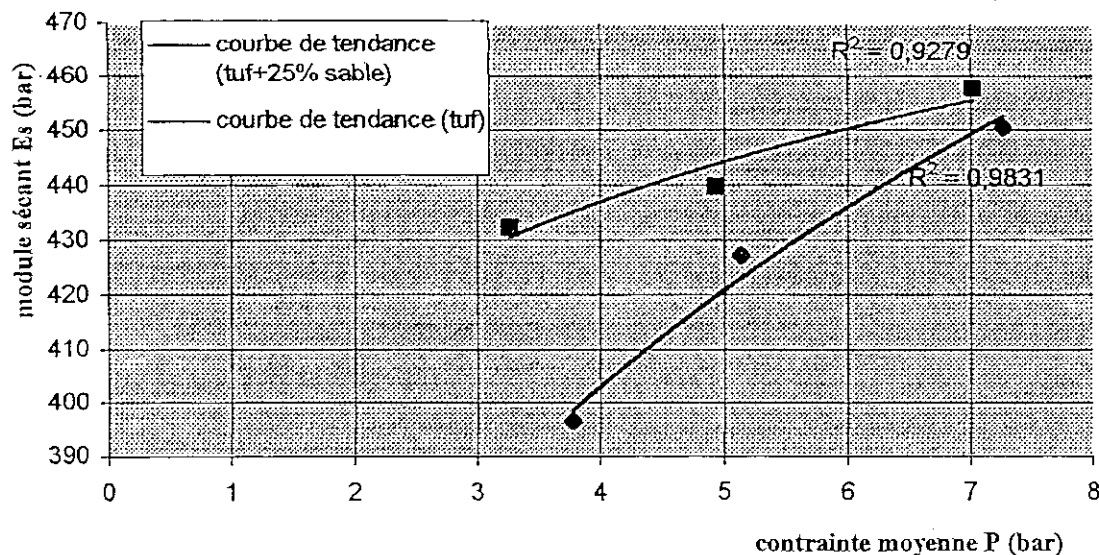


Figure VI.13- Influence de l'état de contrainte  
Sur le module sécant

Si nous examinons les résultats portés sur la figure VI.13, nous apercevons que le module sécant du tuf mélangé à 25% de sable est plus élevé que celui du tuf seul. Nous constatons aussi que ce module croît avec la contrainte moyenne selon les relations suivantes :

$$E_s = 307,92 P^{0,19} \quad \text{tuf de Bechar seul}$$

$$E_s = 394,66 P^{0,07} \quad \text{tuf de Bechar + 25% de sable de dune de Ouergla}$$

où

$$P = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3 ; \text{ contrainte moyenne}$$

Nous pouvons donc supposé que dans le domaine élastique, le module de déformation est de la forme suivante :

$$E_s = K P^n$$

Ce module dépend de la contrainte moyenne P et des coefficients (k et n) qui sont des constantes certainement fonction de la nature du matériau.

## VI.6 COMPARAISON A D'AUTRES MATERIAUX

Il est intéressant de comparer les caractéristiques de rupture trouvées de nos deux matériaux aux caractéristiques d'autres matériaux utilisés en assises de chaussée.

Le tableau VI.2 donne les caractéristiques de cisaillement pour le tuf seul et le tuf mélangé à 25% de sable et quelques graves caractéristiques que nous définissons dans le tableau suivant [5].

Tableau VI.1 – Caractéristiques géotechniques des différents Matériaux de comparaison

Matériau	Granulats		Proctor modifié			Sable de correction 0/6
	E.S	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	compacité	
Graves (0/20)	55	2,82	5,5	2,4	0,85	-
Grave roulée(0/15)	69	2,65	6,0	2,13	0,81	-
Sable de correction(0/6)	65	2,65	-	-	-	100 %
Grave corrigé	-	-	6,0	2,17	0,82	15 %

Tableau VI.2 – Caractéristiques de cisaillement de graves et de tuf seul et tuf mélangé au sable

Matériaux Caractéristiques	Tuf de Bechar	Tuf de Bechar + 25% sable	Grave Concasse	Grave Corrigé	Grave roulée
C (bars)	1,3	1	0,68	0,20	0,16
$\phi$ (degré)	34,69	36,25	53	47	45,5

Nous remarquons que la cohésion des tufs est beaucoup plus élevée par rapport à celles des graves quant à l'angle de frottement, il est légèrement plus petit.

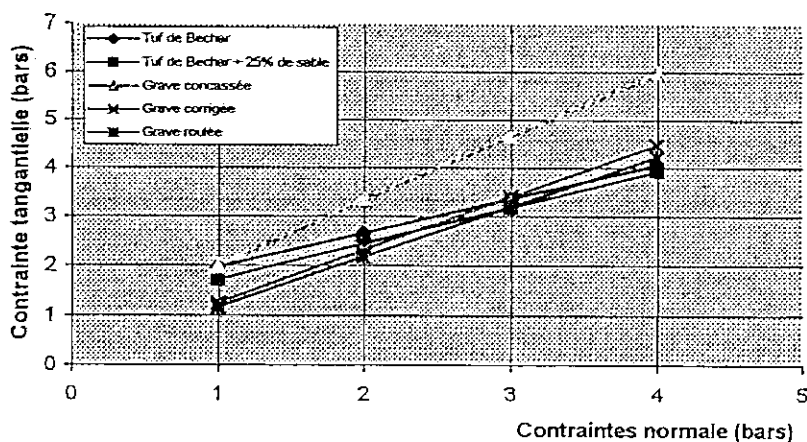


Figure VI.12 – Les courbes enveloppes des tufs et des graves

La figure VI.12 représente les courbes intrinsèques de ces différents matériaux. Rappelons qu'une courbe intrinsèque, enveloppe des cercles de Mohr à la rupture, sépare dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) les zones de contraintes possibles des zones de contraintes impossibles à atteindre parce qu'il y'a rupture du matériau avant.

Ainsi, ces courbes montrent que les tufs peuvent avoir des charges supportables plus élevées que ceux des graves dans le cas des faibles contraintes latérales.

## VII.6 CONCLUSION

En comparant les caractéristiques intrinsèques de nos deux échantillons ( tuf et tuf + 25% de sable de dune) avec les constantes de d'autres matériaux classiques routiers nous avons déduit ce qui suit :

- ❖ Les angles de frottement interne de nos échantillons sont légèrement plus petit que ceux des autres matériaux
- ❖ Les cohésions de nos deux échantillon sont beaucoup plus élevé par rapport à ceux des autres matériaux. Ce qui permet au tuf de supporté des charges plus élevées dans le cas de faible contrainte, cela justifie la bonne tenue des chaussées construite en tuf à faible et moyen trafic.

Concernant l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques intrinsèques du matériau de base (tuf) nous avons constaté ce qui suit :

- ❖ Une diminution relativement faible de l'angle de frottement de  $1.3^\circ$ .
- ❖ Une diminution de la cohésion de 0.3 bars
- ❖ En comparant notre échantillon tuf + 25% de sable de dune avec les autres matériaux, nous avons constaté qu'il a une bonne tenue vis à vis des petites contraintes latérales comme pour le tuf seul.

## Chapitre VII

# STABILISATION DU MELANGE TUF - SABLE DE DUNE



## Chapitre VII

# STABILISATION DU MELANGE TUF – SABLE DE DUNE

### VII.1 INTRODUCTION

Les procédés d'amélioration mécanique sont parfois insuffisants pour que les matériaux de chaussées atteignent la portance requise. Il faut recourir donc aux traitements par liant. Il y'en a deux sortes :

- ❖ Traitement par liants hydrauliques : les ciments, les chaux, les laitiers de hauts fourneaux, etc....
- ❖ Traitement aux liants hydrocarbonés : les bitumes et les émulsions.

Nous avons envisagé d'étudier les traitements du tuf de Bechar mélangé à 25 % de sable de dune de Ouargla, au ciment et à la chaux.

L'analyse de l'évolution du comportement mécanique du mélange tufs – sable de dune traité à la chaux aérienne ou au ciment, en fonction de l'âge, se fera par des essais de compression simple.

### VII.2 CONDITION DE CONFECTIONNEMENT DES EPROUVETTES

Les éprouvettes réalisées à partir du mélange sable de dune – tuf, stabilisées, destinées aux essais de compression simple, sont de dimension de Ø 50 H 100 et de compacité proche de 95 % de l'OPM au confectionnement.

Pour ce qui est de la teneur en eau, nous avons utilisé la teneur en eau OPM du mélange tuf – sable de dune augmentée de 2 % en se référant aux recommandations prescrites dans le guide technique du traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques [19] pour palier aux problèmes de pertes d'eau (obtention de matériau malaxé sec) du à l'évaporation d'un côté et l'hydratation du liant d'un autre. Cette nécessité a été effectivement corroborée lors du malaxage du matériau destiné à la confection des éprouvettes stabilisées.

La teneur en liant retenue est 2 % pour le ciment et pour la chaux (l'insuffisance du matériau ne nous a pas permis de faire des essais pour d'autres teneurs en liant)

Les durées de conservation des éprouvettes sont fixées comme suite :  
4 jours – 15 jours – 28 jours – 60 jours à l'air libre.

Pour la durée de 04 jours des éprouvettes supplémentaires sont confectionnées pour une conservation à l'étuve à 60°C, afin de pouvoir comparer les résultats obtenus avec ceux du tuf seul et le tuf mélangé à 25 % de sable de dune.

### VII.3 TRAITEMENT AU CIMENT

Le ciment utilisé est le CPA 325 (ciment portland artificiel)

Le mécanisme de la stabilisation au ciment comporte une action chimique due à la prise du ciment qui crée des liaisons rapides et durables entre les grains du sol, le durcissement continue après la prise et pour étudier ce phénomène nous avons fait les essais de compression simple sur les éprouvettes en matériaux traités, à différent âge.

### VII.3.1 Résultats et interprétations

Les résultats des essais sont portés sur le tableau VII.1.

La figure VII.1 représente l'évolution de la résistance en compression simple du mélange traité à 2 % de ciment ainsi que 2 % de chaux aérienne, chaque point expérimental représente la moyenne de 03 éprouvettes confectionnées dans les mêmes conditions d'essais.

**Tableau VII.1 : Valeurs de Rc du tuf + sable de dune stabilisé à 2% de ciment en fonction de l'âge de conservation à l'air libre**

Durée de conservation (jours)	Résistance à la compression simple (bars)
04 jours	20,38
14 jours	20,74
28 jours	22,15
60 jours	25,64

Dans ce qui suit nous présentons les résultats des essais de compression des éprouvettes conservées à l'étuve à 55°C

**Tableau VII.2 : Valeurs de Rc du tuf + sable de dune stabilisé à 2% de ciment conservé à l'étuve à 55°C**

Durée de conservation (jours)	Résistance à la compression simple (bars)	
	Tuf + 25 % sable de dune + 0 % ciment	Tuf + 25 % sable de dune + 2 % ciment
04 jours	14	36,63

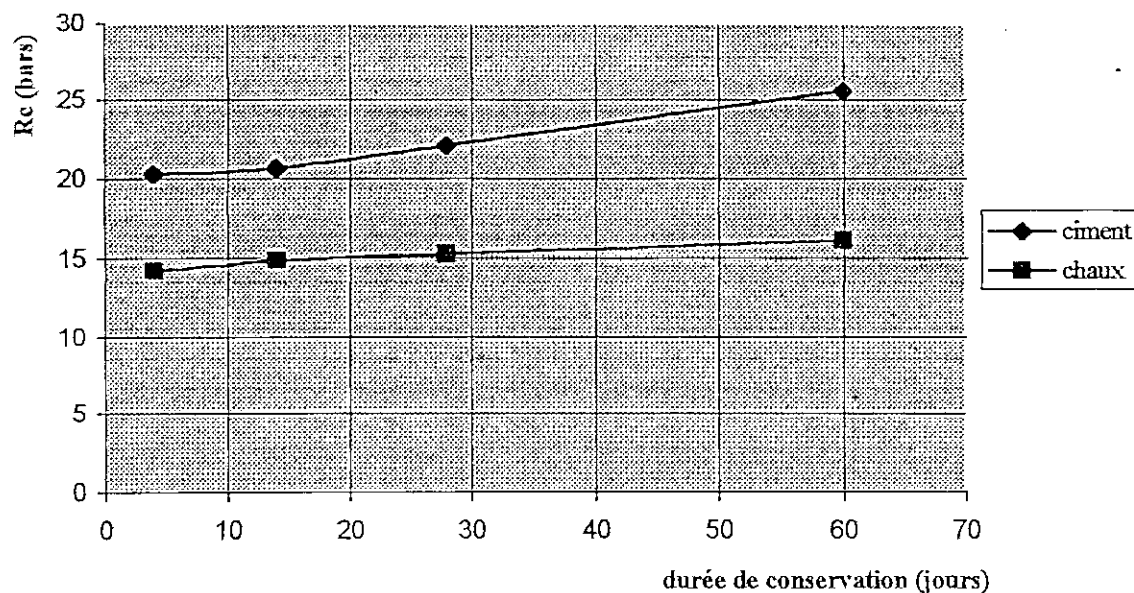


Figure VII.1 : Evolution de la résistance en compression simple en fonction de l'âge du mélange tuf + 25 % sable traité au ciment et à la chaux

Les résultats portés sur la figure VII.1 relatifs à la stabilisation par le ciment mettent en évidence une croissance sensible de la résistance en compression avec l'âge. La valeur de Rc à 60 jours des éprouvettes stabilisées, conservées à l'air libre passe approximativement au double par rapport au cas non traité.

#### VII.4 TRAITEMENT A LA CHAUX AERIENNE

L'utilisation de chaux est assez courante lors d'un traitement d'un sol fin. Elle est faite généralement pour les sols limoneux ou argileux afin d'améliorer leur performance et diminuer leur plasticité. Nous avons pensé à cette solution du fait qu'elle présente un intérêt économique (prix de revient par chère).

La composition chimique de cette chaux est la suivante : SiO<sub>2</sub> : 1,76 % - Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> : 0,64 % - Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> : 0,30 % CaO : 69,46 % - MgO : 0,28 % - SO<sub>3</sub> : 0,43 % Cr<sub>2</sub>O : 0,10 % - Na<sub>2</sub>O : 0,03 % - P.F : 26,84 % .

La démarche expérimentale suivie ainsi que le dosage sont les mêmes que pour le ciment.

##### VII.4.1 Résultats et interprétations

Les résultats des essais sont portés sur le tableau VII.3.

**Tableau VII.3 : Valeurs de Rc du tuf + sable de dune stabilisé à 2% de chaux en fonction de l'âge de conservation à l'air libre**

Durée de conservation (jours)	Résistance à la compression simple (bars)
04 jours	14,29
14 jours	14,95
28 jours	15,36
60 jours	16,19

Le tableau VII.4 résume les résultats de Rc des éprouvettes conservées pendant 4 jours à l'étuve à 55°C

**Tableau VII.4 : Valeurs de Rc du tuf + sable de dune stabilisé à 2% de chaux conservé à l'étuve à 55°C**

Durée de conservation (jours)	Résistance à la compression simple (bars)	
	Tuf + 25 % sable de dune + 0 % chaux	Tuf + 25 % sable de dune + 2 % chaux
04 jours	14	22,10

En examinant les résultats portés sur la figure VII.1 nous constatons que l'effet d'ajout de la chaux est idem que pour le ciment, effectivement, la résistance à la compression augmente avec l'âge, cela est dû à la prise de liant qui induit le durcissement du mélange et donc amélioration de la résistance.

La valeur de la résistance à la compression à 60 jours des éprouvettes stabilisées est multipliée approximativement par 1,2 par rapport à la résistance à 4 jours de conservation.

Pour ce qui est de la Rc du mélange stabilisé conservé à l'étuve 4 jours à 60°C, elle est multipliée par 1,6 par rapport au cas non traité.

## VII.5 EFFET DU MODE DE CONSERVATION

Le durcissement du mélange tuf – sable de dune traité est un phénomène faisant intervenir de très nombreux paramètres.

En examinant les résultats portés sur les tableaux VII.2 et 4 de ce chapitre, nous distinguons directement l'influence du mode de conservation sur la résistance à la compression.

En effet, les éprouvettes stabilisées, conservées à l'étuve à 60°C pendant 4 jours présentent de meilleures performances que ceux conservées à l'air libre. Cela est du à notre avis à la prise accélérée par l'effet de chaleur pour la conservation à l'étuve cela est confirmé par les résultats portés sur la figure suivante qui présente l'évolution de la teneur en eau en fonction du temps de conservation.

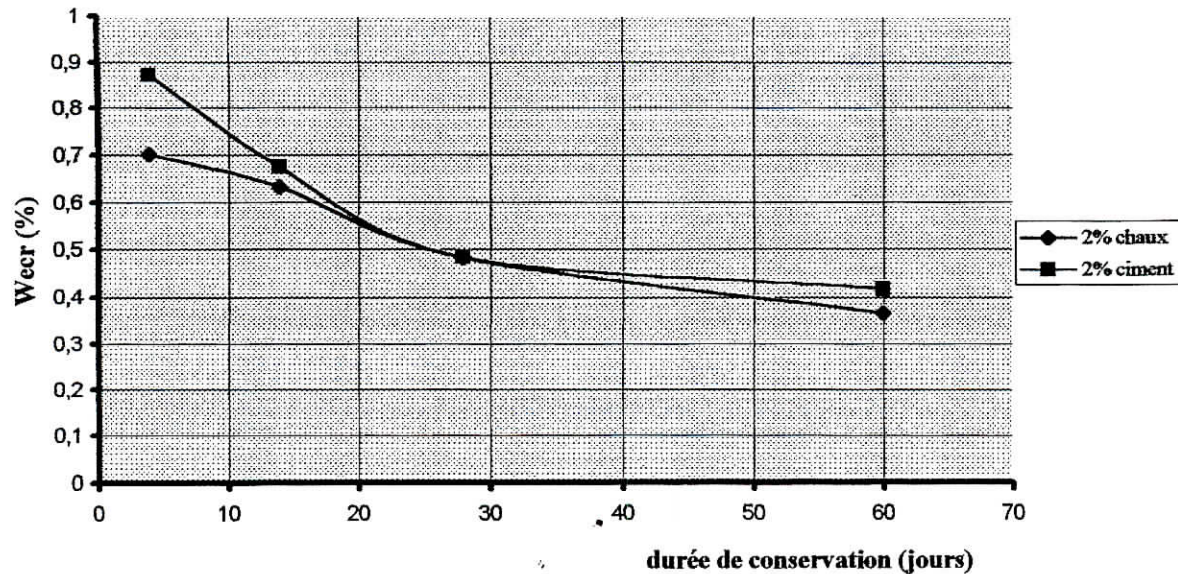


Figure VII.2 : Variation de la teneur en eau avec l'âge de conservation

On constate que les teneurs en eau au moment de l'écrasement ( $w_{eccr}$ ) décroît avec l'âge donc les éprouvettes perdent de l'eau au cours du temps et deviennent plus dures. Cette perte est plus accentuée lors de la conservation à l'étuve.

## VII.6 EFFET DE LA NATURE DU LIANT

En comparant les résultats du traitement à la chaux et celui du ciment, on constate que le traitement au ciment confère des performances supérieures à celles obtenues par le traitement à la chaux et ceci pour un dosage identique.

Effectivement la résistance à la compression à 60 jours augmente de 37 % pour le traitement au ciment par rapport au traitement à la chaux.

Cela met en valeur l'efficacité d'un traitement au ciment.

## VII.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudié, d'une façon sommaire, la stabilisation du mélange tuf – sable de dune avec le ciment et la chaux pour améliorer les performances médiocres du mélange.

Les résultats obtenus à partir de cette étude ont conduit à une amélioration des performances du mélange traité. Dépassant même, pour le traitement au ciment 25 bars, donc le matériau obtenu peut être utilisé en couche de base pour une chaussée à faible trafic de type lourd.

Donc le liant à retenir pour stabiliser ce tuf est le ciment. La chaux ayant donnée de faibles résultats par rapport au ciment mais toujours est-il qu' il est possible de l'utiliser comme stabilisant en couche de fondation ( $R_c > 15$  bars) surtout en considérant les aspects économiques qu'elle présente.

Cependant, nous ne sommes pas en mesure pour l'instant de conclure définitivement pour ce qui est du dosage à introduire dans le mélange. Il est évident que des essais complémentaires sont à réaliser pour d'autres dosages afin de trouver un dosage optimum répondant au critère d'économie et de technique. D'autres essais tels que les essais de fatigue doivent être impérativement réalisés sur les tufs traités pour comparer les performances obtenues avec celles d'autres matériaux traités, en prenant le soin de déterminer les caractéristiques à l'OPM des mélanges stabilisés à chaque dosage.

Notre étude sommaire, nous a permis d'améliorer d'une façon visible les performances de notre mélange et faire un gain en atteignant des performances nous permettant de l'utiliser en couche de base.

## RECOMMANDATIONS

Les efforts déployés s'inscrivant dans l'axe de recherche relatif à « l'évaluation des matériaux locaux en vu de leur utilisation en technique routière » n'en sont pas encore à leur fin. Des études plus poussées restent encore à entreprendre pour mieux cerner les capacités de ces matériaux locaux afin d'en tirer le meilleur profit.

Avant de conclure, nous proposons quelques recommandations pour les études futures :

- Le mélange tuf – sable de dune stabilisé, certes ouvre un nouveau horizon sur les technique routières dans les milieu désertiques ; mais son efficacité reste à prouver. Il nous paraît souhaitable de recommander de poursuivre les recherches sur le traitement de ces mélanges et de pratiquer des essais de fatigues pour voir le comportement des mélanges stabilisés à long terme sous chargement répété.
- Etablir des spécifications communes basées sur les critères universels acceptés par la plupart des pays utilisateurs des tufs calcaires. La proposition de spécification de Alloul et Strouillou nous paraît intéressante à retenir comme modèle de proposition pour des spécifications communes.
- Réalisation de planches d'essais construites avec le mélange tuf – sable de dune – stabilisé au ciment, destinées à préciser les conditions de compactages et les conditions pratiques d'humidification. Les solution tirées de ces planches expérimentales nous informerons sur l'efficacité du traitement dans les condition naturelles de mise en service.

# CONCLUSION GENERALE



## CONCLUSION GENERALE

Vaincre l'hostilité de la nature, ouvrir de grands chantiers, faire vite et surtout innover dans les techniques de constructions, ont été les traits dominant des travaux routiers entrepris depuis 1952.

Ces efforts se sont traduits à ce jour par le développement d'un réseau routier important et la construction d'aérodromes dans les zones désertiques inaccessibles.

Le Sahara a ainsi été ces dernières années un vaste champ d'expériences routières notamment en ce qui concerne l'emploi de matériaux locaux non traditionnel et la mise au point de techniques particulières en vu d'améliorer les caractéristiques de ces matériaux locaux qui ne répondent pas toujours aux exigences demandées.

Parmi ces matériaux locaux figure le « tuf calcaire » qui a fait l'objet de plusieurs études entreprises par différents auteurs (ALLOUL – HORTA – Ben Dhia), pour l'identifier et optimiser son emploi en cherchant de nouvelles techniques susceptibles d'améliorer les performances des classes de tufs qui ne répondent pas aux spécifications adoptées.

Dans cet esprit, notre étude a porté essentiellement sur l'identification du tuf provenant de Bechar et la recherche de méthodes susceptibles d'améliorer certaines de ces performances qui ne répondent pas aux normes, ainsi que l'étude du comportement de celui-ci sous charge statique.

Les conclusions que nous pouvons tirer de cette recherche sont les suivantes :

- **ETUDE D'IDENTIFICATION** : Les caractéristiques principales actuellement utilisées sont la granulométrie, les limites d'Atterberg, l'équivalent de sable et l'essai au bleu, la teneur en  $\text{Ca Co}_3$  l'indice portant CBR et la résistance à la compression.

Principalement nous pouvons retenir que notre tuf calcaire est caractérisé par :

- ❖ Une courbe proctor pointu indiquant qu'il est plastique
- ❖ Le comportement de notre matériau est sensible à la teneur en eau
- ❖ Sa densité chute énormément avec l'éloignement de la teneur en eau OPM, et cette chute de densité conduit à des chutes de résistance à la compression considérablement.

Ce qui nous a conduit à conclure que le compactage des couches de chaussées construites en tuf calcaire doit se faire à des teneurs en eau et densité les plus proche possible de l'OPM.

Quant à l'identification des éléments fins, nous avons conclu que l'essai au bleu de méthylène est le mieux approprié pour les tufs qui en général, contiennent un pourcentage élevé de fines calcaires.

Pour ce qui est des seuils imposés, nous pensons que des études plus poussées doivent être entreprises dans les laboratoires et à l'échelle réelle pour vérifier si la classification retenue pour les sables est applicable aux tufs calcaires.

- **TENTATIVE D'AMELIORATION DES PERFORMANCES DE NOTRE TUF CALCAIRE** : Après mélange de tuf avec le sable de dune nous avons constaté que l'incorporation de sable de dune jusqu'à 25 % dans le tuf n'affecte pas ses performances initiales, au contraire, il y'a eu amélioration de la portance.

Par la suite nous avons procédé à la stabilisation des mélanges tuf calcaire + 25 % de sable de dune moyennant la chaux et le ciment, ce qui nous a permis d'améliorer la résistance à la compression qui était en dessous des seuils exigés. A mentionner que la stabilisation avec le ciment a donné de meilleurs résultats de tel sorte que notre matériau stabilisé pouvait être utilisé en couche de base pour un trafic moyen, sous réserve d'effectuer des essais de fatigues sur les mélanges stabilisés et voir leur comportement à long terme sous le trafic.

Concernant le comportement mécanique du tuf et le tuf + 25 % de sable de dune sous l'effet de charge statique. Les essais triaxiaux ont montré que les chargements statiques supportables pour les deux échantillons étudiés sont similaires à ceux supportés par des graves.

L'intérêt principal de notre étude réside dans l'introduction d'un matériau marginal (sable de dune de Ouargla) en tant qu'un matériau routier, en l'incorporant dans un tuf non sélectionné sans en modifier les caractéristiques initiales. Par la suite, en stabilisant chimiquement le mélange tuf - sable de dune moyennant la chaux et le ciment, nous avons obtenu des performances plus qu'espérer et notre mélange stabilisé par le ciment précisément peut être utilisé pour supporter un trafic plus élevé. Cela reste à confirmer par des essais de fatigues.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] ALLOUL B. ( 1981 ) "*Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière*" - Thèse de doctorat 3<sup>ème</sup> cycle, Université de Paris VI.
- [2] ALLOUL B. et M. DOMEQ (1980) – « *construction des chaussées au SAHARA* ». Laboratoire national des travaux publics et bâtiments , ministère des travaux publics.
- [3] AMRAOUI Z. (2001), « *Tufs d'encroûtements : utilisation dans la géotechnique routière* », Thèse de magister, ENP.
- [4] BENABEN J.P., TOURENQ C., DAC CHI N. (1989), « *Identification des argiles polluant les graves – ciment par le bleu de méthylène, une meilleure approche du problème de propreté des sables* », bulletin de liaison du laboratoire pont et chaussée, 164, nov.-dec. 1989.
- [5] BEN DHIA M.H. (1983), « *les tufs et encroûtement calcaires dans la construction routières* », Thèse de doctorat 3<sup>ème</sup> cycle , université de Paris VI.
- [6] BEN DHIA M.H. (1998), « *Quelques particularités de l'utilisation du sable de dune en construction routière en milieu saharien* », bulletin de liaison du laboratoire pont et chaussée, 123, jan.-fev. 1998.
- [7] CHAUVIN J.J. (1987), « *Les sables – guide pratique d'utilisation routière* », ISTED.
- [8] C.C.T.P. (2000), « *Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves – version zéro-* » nov. 2000.
- [9] COLOMBIER G. (1988), « *tufs et encroûtements calcaires : utilisation routière synthèses* » ISTED
- [10] CHIHEB D. (2001), « *contribution à l'étude du comportement mécanique et rhéologique d'un tuf – sable – bitume* », Thèse de magister, U.S.T.H.B.
- [11] FENZY E. (1966), « *Particularité de la technique routière au Sahara* », Revue générale des routes et aéroports, 411, pp 57-71.
- [12] HORTA O .S. (1979) « *les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechniques routières* », laboratoire des mécaniques des sols, Sonatrach Algérie.
- [13] MAGNAN J.P. (1999), « *Cours de mécanique des sols et des roches* ».

[14] **MAGNAN J.P. et YOUSSEFIAN G.** (1989), « *Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique de sols* », bulletin de liaison du laboratoire pont et chaussée, 159, jan.-fév. 1989.

[15] **MOREL G.** (1984), « *Etude en laboratoire du traitement à la chaux et au ciment des sols fins* » bulletin de liaison du laboratoire pont et chaussée, 133, sep.-oct. 1984.

[16] **PUIATTI D. et ALL** – « *Traitement des sols à la chaux aérienne et aux ciments - méthodologie des études de laboratoire* », Bulletin de Liaison du laboratoire de pont et chaussée, 124, mar – avr, 1983 .

[17] **SIERRA R.** (1958), « *construction des routes des pistes et des aérodromes au SAHARA – les études au laboratoire des problèmes de stabilisation chimique* », laboratoire central des ponts et chaussées.

[18] **SYNDICAT NATIONAL DES FABRICANTS DE CEMENTS ET DE CHAUX** (1968) « *Ciments et chaux dans les assises de chaussées* » laboratoire des ponts et chaussées. EYROLLES (1968)

[19] **SETRA-LCPC** (2000), « *Guide technique : traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques* », jan. 2000.

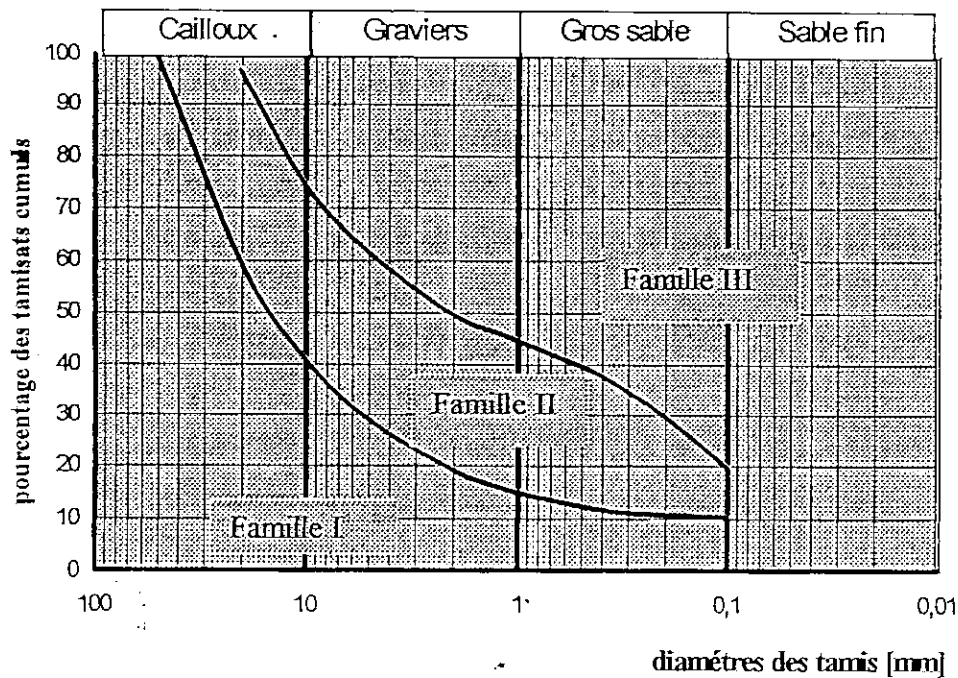
[20] **VOIRIN J. et AL** (2001), « *Prévision de la résistance à long terme de mélanges routiers traités aux liants hydrauliques* », bulletin de liaison du laboratoire pont et chaussée, 231, mars.-avr. 2001.

[21] **YU LIN LEE** (1995), « *rappel des modèles de comportement des sols et des roches* »

## Liste des symboles

<b>C</b>	: Terme de cohésion
<b>Cu</b>	: Coefficient d'uniformité
<b>d<sub>60</sub></b>	: Diamètre de tamis correspondant à 60 % de passants
<b>d<sub>10</sub></b>	: Diamètre de tamis correspondant à 10 % de passants
<b>ES</b>	: Equivalent de sable
<b>Es</b>	: Module sécant
<b>Eti</b>	: Module tangent pour une valeur de déformation
<b>I<sub>CBR</sub></b>	: Indice Portant Californien (Californian Bearing Ratio)
<b>Ip</b>	: Indice de plasticité
<b>L.A</b>	: Coefficient Los Angeles
<b>M.D.E</b>	: Coefficient Micro - Deval en présence de l'eau
<b>P</b>	: Contrainte moyenne ( $\sigma_1 - 2 \sigma_3 / 3$ )
<b>q<sub>r</sub></b>	: Charge maximale ( $\sigma_{1max} - \sigma_3$ )
<b>Rc</b>	: Résistance à la compression simple
<b>SONATRO</b>	: Société nationale des grands travaux routiers
<b>V.B</b>	: Valeur au bleu de méthylène
<b>W<sub>optm</sub></b>	: Teneur en eau optimale
<b>WI</b>	: Limite de liquidité
<b>Wp</b>	: Limite de plasticité
<b>Wr</b>	: Limite de retrait
<b><math>\gamma_{d \text{ optm}}</math></b>	: Densité sèche à l'optimum proctor modifié
<b><math>\tau</math></b>	: Contraintes de cisaillement
<b><math>\sigma</math></b>	: Contrainte normale
<b><math>\phi</math></b>	: Angle de frottement
<b><math>\tau_3</math></b>	: Pression hydrostatique appliqué à l'aide d'un fluide sous pression
<b><math>\tau_1 - \tau_3</math></b>	: Déviation appliquée par l'intermédiaire d'un piston
<b><math>\epsilon_{95}</math></b>	: Déformation qui correspond à 95% de la charge maximale

# ANNEXES



Annexe I - fuseau saharien de Beni Abbés

- ◆ **Famille I** : ce sont les matériaux à squelettes purement frottant, se situant au-dessous du fuseau, non évolutif et à fort angle de frottement ( $\varphi > 45^\circ$ ).
- ◆ **Famille II** : présente tout les matériaux dont la courbe granulométrique s'inscrit entièrement dans le fuseau, à condition qu'ils soient non évolutifs (restriction sur la valeur de Los Angeles LA). Ces matériaux se rapprochent des graves non traitées.
- ◆ **Famille III** : comprend les matériaux dont la courbe granulométrique se trouve entièrement ou partiellement au-dessus du fuseau. Ce sont des matériaux fins dont la résistance est obtenue principalement par cohésion [3].

**Tableau A - Propositions de spécifications pour L'ALGERIE par STRUILLOU et ALLOUL**

			Poids lourds/ jour				
			<130	130 300	300 600	600 1200	>1200
Zone II sub- humide H=350 à 600mm de pluie par an Avec bon drainage exigé	% < 80 $\mu$ max.	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	100
	Ip max. < 0,4mm	BF	10	10	10	10	10
	CBR <sub>e</sub> à 4 j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO <sub>3</sub> min. sur <1	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
% CaSO <sub>4</sub> max. sur <1	BF	tr	tr	tr	tr	tr	
Zone III semi- aride H=100 à 350mm de pluie par an Sans exigence de bon drainage	% < 80 $\mu$ max.	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	35
	Ip max. < 0,4mm	BF	13	13	13	13	13
	CBR <sub>e</sub> à 4 j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO <sub>3</sub> min. sur <1	B	70	70	70	70	
		F	60	60	60	60	60
% CaSO <sub>4</sub> max. sur <1	BF	5	5	5	5	5	
Zone IV aride H<100 mm de pluie par an Sans exigence de bon drainage	Rc (MPa) min. sur <5 ; ( $\gamma_d = 0,95 \cdot \gamma_d$ OPM ; 48h à 55 °C)	B	2,5	3,0	3,5		
		F	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	IP max sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBR <sub>e</sub> à 4 j d'immersion min.	BF	30	60	70	80	90
	% (CaCO <sub>3</sub> + CaSO <sub>4</sub> ) min. sur < 1mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
	% NaCl max. sur < 1 mm	BF	3	3	3	3	3

Légende : Caractéristiques à viser, si possible, en Algérie pour le choix des tufs d'encroûtements, suivant la zone climatique et le trafic prévu.

■ Tufs d'encroûtements déconseillés ; B : pour couche de base ; F : pour couche de fondation ; tr : traces ; Rc (en Mpa) : compression simple sur cylindre (5x10cm) sèche 48h à 55 °C ; Ip : indice de plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau ; compactage CBR à 55 coups/couche à W<sub>OPM</sub> puis 4 j d'immersion ; L.A. (%) : Los Angeles sur granulométrie A.



## Tableau B – Spécifications tunisiennes

Utilisation de tufs calcaires, en couches de base ou de fondations sous une couche de roulement en enrobé bitumineux, ou en couches de fondation sous une couche de base traitée par un liant hydraulique ou bitumineux.

Spécifications pour les tufs ou encroûtements calcaires		
Caractéristiques	Fondation	Base
D max	< 40 mm	< 20 mm
Granulométrie	Voir fuseau 1	Voir fuseau 1
Indice de plasticité $I_p$	< 10 zone C	< 10 zone C
Carbonates (Ca CO <sub>3</sub> )	≥ 40	≥ 50
Sulfates (SO <sub>4</sub> Ca + 2H <sub>2</sub> O)	< 3 zone C	< 3 zone C
Chlorures	< 1	< 1

**TABLEAU C – SPECIFICATIONS DE LA REPUBLIQUE DE L'ARGENTINE  
PROVINCE DE LA PAMPA**

Spécifications pour tufs calcaires utilisés en couche de base ou de fondation de routes neuves trafic  $\leq 200$  PL/J ( $> 5T$ ) et recouverts d'une couche de roulement en enrobés bitumineux

	Fondation	Base
<b>Pourcentage de passant au tamis de</b>		
38mm	100	100
25mm	70 – 100	70 – 100
19mm	-	60 – 90
9,5mm	35 – 75	45 – 75
4,8mm	-	30 – 60
2,0mm	-	20 – 50
0,42mm	10 – 30	10 – 30
0,074mm	5 – 20	3 – 10
<b>Limite de liquidité</b>	<30	<30
<b>Indice de plasticité</b>	<6	<6
<b>Indice portant C.B.R. après immersion</b>	>40	>40
<b>Coefficient Los Angeles</b>		<45

## Tableau D – Spécifications de l’Afrique du Sud

### Propositions de spécifications de F. NETTERBERG

#### Routes revêtues par un béton bitumineux

suggestions de spécifications pour des encroûtements calcaires utilisés en couche de base de chaussées à couche de roulement en enrobés bitumineux

Caractéristiques	Nombres de véhicules / jour ( moins de 20% PL > 3T )			
	< 500	500 – 1000	1000 – 2000	2000 – 5000
<ul style="list-style-type: none"> <li>• D. Maxi en mm</li> <li>• % passant au tamis de 0,425mm</li> </ul>	19-38 15-55	38-53 15-55	38-53 15-55	38-53 15-55
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limite de liquidité</li> <li>• Indice de plasticité</li> <li>• Retrait linéaire en %</li> </ul>	<40 <15 <6	<35 <12 <4	<30 <10 <4	<25 <8 <3
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Indices de groupe Maxi</li> <li>• Classification ASTM D 3282</li> </ul>	0.5 A.2.6.	0.0 A.2.4.	0.0 A.2.4.	0.0 A.2.4.
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aggregate crushing value (ACV) à sec</li> <li>• % maxi absorption eau</li> <li>• Aggregate Pliers value (ACV) à sec</li> </ul>	<40 ? - >50 ?	<35 ? - >60 ?	<30 ? 5 ? >70 ?	<30 ? 5 ? >70 ?
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Indice C.B.R. 0.1. après immersion</li> <li>• Indice C.B.R. 0.2. après immersion</li> <li>• Densité minimum % M. AASHO</li> </ul>	60 80 98	80 80 98	80 100 98	80 100 98

**Tableau A - Caractéristiques des éprouvettes en tufs**

N° éprouvette	Ph (grs)	h (cm)	Ps (grs)	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	compacité %	Rc (bars)	E (bars)
1-d1	433,2	10,35	398,3	8,76	1,96	99,20	24,29	1468,8
2-d1	433,8	10,4	398,2	8,94	1,95	98,60	21,99	1353,6
3-d1	432,1	10,25	396,4	9,00	1,97	99,80	26,585	1715,17
4-d1	422,3	10,3	388,3	8,76	1,92	97,02	18,62	1316,6
5-d1	427,0	10,4	392,1	8,90	1,92	97,20	17,63	1455,4
6-d1	428,3	10,4	392,0	9,26	1,92	97,13	16,67	773,08
7-d1	415,7	10,4	381,8	8,88	1,87	94,73	12,41	1181,5
8-d1	406,3	10,15	372,7	9,01	1,87	94,69	15,43	1319,95
9-d1	416,8	10,4	381,7	9,19	1,87	94,83	13,83	1107,7

$P_h$  : Poids humide de l'éprouvette

$P_s$  : Poids sec de l'éprouvette

$h$  : Hauteur de l'éprouvette

$W$  : Teneur en eau de confection de l'éprouvette

$\gamma_d$  : Densité sèche de l'éprouvette

$R_c$  : Résistance à la compression simple

$E$  : Module de déformation de l'éprouvette

**Tableau B - Caractéristiques des éprouvettes à différents dosage en sable de dune****5% de sable**

n° éprouvette	Ph (grs)	h (cm)	Ps (grs)	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	compacité %	Rc (bars)
1-d1	422,1	10,14	389,20	8,45	1,95	97,74	27,20
2-d1	424,9	10,25	389,90	8,97	1,93	96,86	23,59
3-d1	424,4	10,15	391,50	8,40	1,96	98,22	27,75
4-d1	414,7	10,33	381,10	8,81	1,87	93,94	13,76
5-d1	416,1	10,35	383,10	8,61	1,88	94,25	16,09
6-d1	416,2	10,36	383,30	8,58	1,88	94,21	14,43
7-d1	405,5	10,32	373,50	8,56	1,84	92,16	10,10
8-d1	405,5	10,27	371,70	9,09	1,84	92,16	11,10
9-d1	405,2	10,12	371,60	9,04	1,87	93,50	14,15

**15% de sable**

10-d1	429,8	10,37	391,90	9,67	1,92	96,23	19,42
11-d1	429,9	10,38	392,00	9,66	1,92	96,16	18,04
12-d1	431,4	10,41	392,30	9,96	1,91	95,96	15,54
13-d1	419,7	10,34	382,40	9,75	1,88	94,17	12,32
14-d1	420,2	10,34	382,90	9,74	1,88	94,29	16,37
15-d1	420,5	10,40	384,20	9,44	1,88	94,07	11,10
16-d1	409,9	10,27	373,30	9,80	1,85	92,56	9,88
17-d1	410	10,23	372,00	10,21	1,85	92,59	11,49
18-d1	409,5	10,25	372,80	9,84	1,85	92,61	12,21

**25% de sable**

19-d1	424,5	10,37	398,30	6,57	1,95	96,36	19,98
20-d1	425	10,34	397,00	7,05	1,95	96,32	16,65
21-d1	424,7	10,40	396,60	7,08	1,94	95,67	12,49
22-d1	414,5	10,24	386,60	7,21	1,92	94,71	14,71
23-d1	415,1	10,35	388,10	6,95	1,91	94,07	11,38
24-d1	413,6	10,29	387,50	6,73	1,91	94,47	13,87
25-d1	404,8	10,12	377,70	7,17	1,90	93,63	13,32
26-d1	405,3	10,17	378,50	7,08	1,89	93,37	12,49
27-d1	403,2	10,30	375,80	7,29	1,85	91,53	7,60

**35% de sable**

28-d1	419,4	10,22	390,00	7,53	1,94	97,76	14,10
29-d1	420,9	10,15	393,70	6,90	1,97	99,36	18,87
30-d1	420,9	10,27	392,00	7,37	1,94	97,78	16,09
31-d1	410,6	10,08	382,70	7,29	1,93	97,26	11,60
32-d1	411,1	10,31	382,90	7,36	1,89	95,14	8,32
33-d1	410,9	10,31	381,70	7,65	1,88	94,84	12,76
34-d1	400,9	10,30	372,40	7,65	1,84	92,62	7,88
35-d1	401,5	10,29	373,40	7,52	1,84	92,96	5,99
36-d1	402,6	10,25	372,70	8,02	1,85	93,15	8,05

Tableau C - Caractéristiques des éprouvettes composées de 73% de sable + 2% chaux

n° éprouvette	Ph (grs)	h (cm)	Ps (grs)	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	compacité %	Wecra %	Rc (bars)
1-d1	416,2	10,40	381,80	9,010	1,870	92,104	0,158	21,977
2-d1	416,6	10,40	384,90	8,236	1,885	92,851	0,130	22,331
3-d1	416	10,50	385,10	8,024	1,868	92,015	0,078	21,977
4-d2	416,7	10,50	387,00	7,674	1,877	92,469	0,712	18,077
5-d2	416,5	10,50	387,60	7,456	1,880	92,612	0,652	14,178
6-d2	416,6	10,40	388,10	7,343	1,901	93,623	0,747	10,634
7-d3	415,2	10,40	386,10	7,537	1,891	94,538	0,600	15,951
8-d3	416,6	10,40	387,50	7,510	1,898	94,881	0,609	12,583
9-d3	416,6	10,40	389,70	6,903	1,908	95,420	0,699	16,305
10-d4	416,4	10,50	386,50	7,736	1,875	93,735	0,417	17,723
11-d4	416,8	10,40	387,20	7,645	1,896	94,807	0,489	12,938
12-d4	416,1	10,50	386,50	7,658	1,875	93,735	0,547	15,419
13-d5	416,7	10,50	388,20	7,342	1,883	94,147	0,362	15,951
14-d5	417,2	10,40	385,90	8,111	1,890	94,489	0,340	18,609
15-d5	416,9	10,50	383,60	8,681	1,861	93,031	0,403	14,001

Tableau D - Caractéristiques des éprouvettes composées de 73% de sable + 2% ciment

n° éprouvette	Ph (grs)	h (cm)	Ps (grs)	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	compacité %	Wecra %	Rc (bars)
16-d1	416,3	10,4	386,5	7,710	1,893	94,636	0,364	35,446
17-d1	415,9	10,35	385,9	7,774	1,899	94,946	0,312	38,991
18-d1	416,4	10,4	385,7	7,960	1,889	94,440	0,313	35,446
19-d2	416,7	10,5	390,1	6,819	1,892	94,608	0,884	23,04
20-d2	416,7	10,4	389,2	7,066	1,906	95,297	0,883	26,939
21-d2	416,6	10,4	388,4	7,261	1,902	95,101	0,856	26,939
22-d3	417,5	10,5	390,2	6,996	1,893	94,632	0,633	21,445
23-d3	416,4	10,3	389,5	6,906	1,926	96,296	0,723	22,154
24-d3	416,1	10,4	389	6,967	1,905	95,248	0,679	18,609
25-d4	416,2	10,4	388	7,268	1,900	95,003	0,573	23,926
26-d4	417,2	10,4	390,3	6,892	1,911	95,566	0,365	20,382
27-d4	416,8	10,6	388,7	7,229	1,868	93,379	0,520	22,154
28-d5	417	10,4	390,4	6,814	1,912	95,591	0,388	21,268
29-d5	416,9	10,5	390	6,897	1,892	94,584	0,453	21,268
30-d5	416,4	10,4	389,8	6,824	1,909	95,444	0,413	18,609

Wecra : Teneur en eau à l'écrasement de l'éprouvette

- d1 : conservation à l'étuve à 55°C pendant 4 jours
- d2 : conservation à l'air libre pendant 4 jours
- d3 : conservation à l'air libre pendant 15 jours
- d4 : conservation à l'air libre pendant 28 jours
- d5 : conservation à l'air libre pendant 60 jours